

1.1 NOMBRE DEL PROYECTO

Estudio a diseño final: **"SISTEMA DE MICRORRIEGO COMUNIDAD DE CABILDITO"**

1.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto esta localizado en la comunidad de Cabildito, perteneciente al municipio de Uriondo, primera sección de la Provincia Avilés, que se encuentra ubicada en el extremo sur-oeste del Departamento de Tarija, geográficamente se encuentra entre los paralelos $21^{\circ} 51'4,71''$ y los $21^{\circ} 51'10,32''$ de latitud Sur y los paralelos $64^{\circ} 46'13,78''$ y los $64^{\circ} 45'37,26''$ de longitud Oeste (figura N° 1.1).

La comunidad de Cabildito se encuentra ubicada distante del departamento de Tarija, a 50 Km. de la ciudad capital, dista 13 Km. de la localidad de Chocloca, cuyo camino vehicular se encuentra en un estado regular de transitabilidad.

El camino de acceso hasta la zona del proyecto es rudimentario por lo que el tiempo aproximado para llegar a la zona del proyecto es de 10 minutos, donde el acceso se reduce a un camino rural de ingreso cercano a la zona.

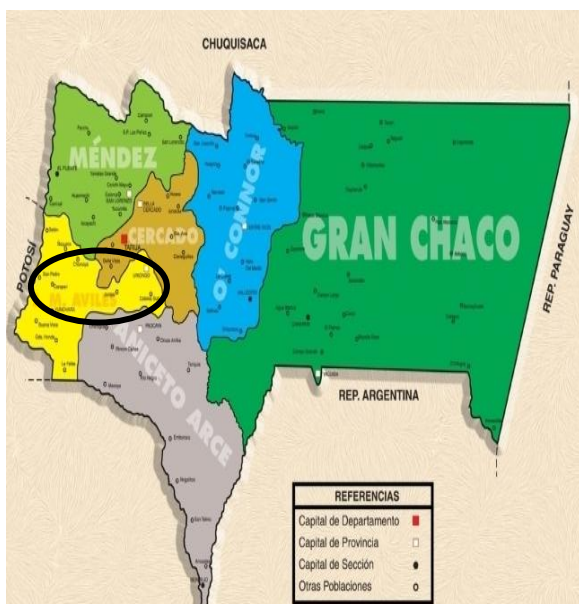
La comunidad presenta los siguientes límites:

Al norte:	Comunidad de Chocloca
Sur:	Pueblo de Padcaya
Este:	Comunidad Rumicancha
Oeste:	Comunidad Juntas y Alisos

FIG. N° 1.1

Ubicación del proyecto.

Contexto de Tarija



Contexto de la provincia cercado

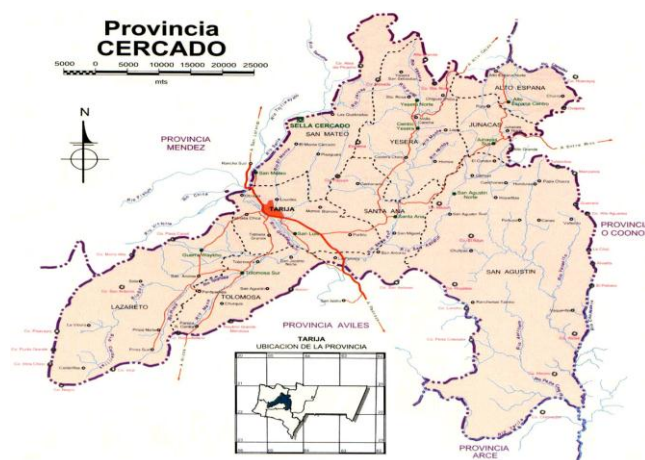
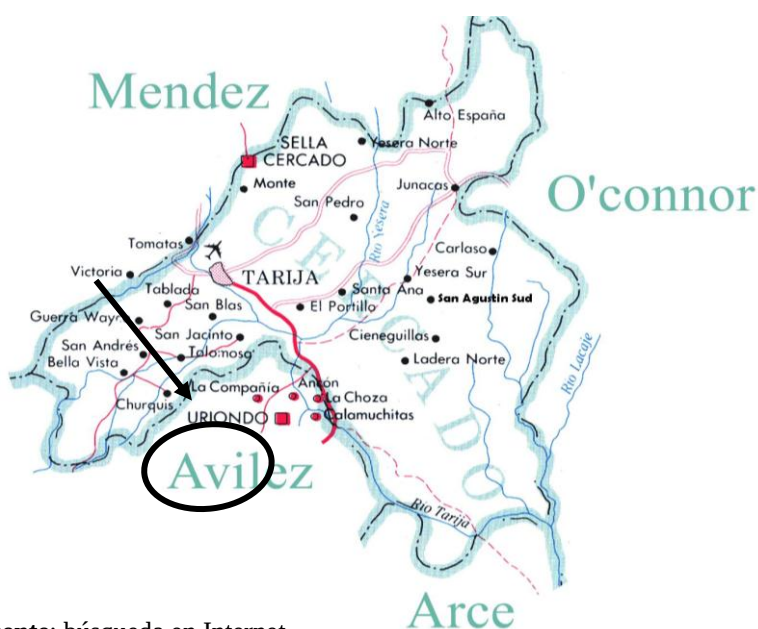


FIG. N° 1.2

Ubicación en el contexto local del proyecto



Fuente: búsqueda en Internet

Ubicación.

- a. Departamento: Tarija
- b. Provincia: Avilés
- c. Sección: 1^{ra} Sección
- d. Municipio: Uriondo
- e. Comunidad: **CABILDITO**

1.3 ANTECEDENTES

En la actualidad existe en la comunidad un sistema de riego rústico, deficiente en donde solo suele haber canales y repartidores de tierra y alguna vez, un tramo revestido o entubado, construido por los propios comunarios, lo que impide el mejoramiento de la calidad de vida a través de la diversificación y ampliación de la actividad agrícola.

Anteriormente el proyecto ya venía a ser identificado como una prioridad en la comunidad de Cabildito de acuerdo a los planes de desarrollo provincial que tiene la alcaldía del valle, municipio del cual depende, actualmente existe un sistema de microriego rustico para la captación de agua de hace 8 años atrás.

1.4 OBJETIVOS DEL PROYECTO**1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

El objetivo general del proyecto es:

Elevar la calidad de vida de los pobladores involucrados en el proyecto, posibilitando el desarrollo de la región a través del suministro de agua para riego de manera confiable y sostenible como elemento indispensable para el uso domestico, agricultura, agropecuario y social.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos son:

- ✓ Proporcionar información técnica necesaria para implementar un sistema de riego, que garantice una actividad agrícola con riego seguro y permanente.
- ✓ Incentivar el uso de suelos potencialmente aptos para la agricultura a través de un mejor uso y buen manejo del agua.
- ✓ Tener un mecanismo regulador del caudal, alternativa que garantiza la disponibilidad de agua para riego en época de estiaje.
- ✓ Incentivar el uso del agua para fines productivos.
- ✓ Mejorar la economía de los pobladores dotando de agua a sus cultivos y por ende aumentando ingresos.

1.5 METAS DEL PROYECTO

Las metas trazadas a través de la ejecución del presente proyecto son las siguientes:

- ✓ Beneficiar con agua segura para riego durante todo el año a 29 familias, teniendo una cobertura del 100%.
- ✓ Determinar la disponibilidad de agua en relación a un balance hídrico en la época de estiaje.
- ✓ Determinar la obra de captación de agua utilizando las aguas de la quebrada denominada, quebrada del cerro o mezada.
- ✓ Realizar el diseño de las obras de aducción, conducción y repartidores.
- ✓ Determinar los precios unitarios, el costo que tendrá la ejecución del proyecto.
- ✓ Realizar el diseño estructural de planos de todas las obras del proyecto.

1.6 COMPONENTES DEL PROYECTO

- Obra de toma – Riego Cabildito
- Aducción – Riego Cabildito

- Distribución – Riego Cabildito
- Obras de arte – Riego Cabildito
- Actividades complementarias – Riego Cabildito

1.7 ALCANCE GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto abarca el estudio a diseño final, principalmente invocado a la parte del diseño hidráulico donde se realizará y desarrollará los estudios necesarios para lograr un adecuado sistema destinado a la captación temporal en la comunidad de Cabildito.

El diseño contempla:

- ✓ Realizar el estudio hidrológico, definiendo características de la cuenca.
- ✓ Definir un lugar adecuado de emplazamiento del conjunto de obras, (azud derivador y muros laterales), con el objetivo de manejar el agua cualquiera sea su origen.
- ✓ Realizar el cálculo hidráulico; determinando el caudal de entrada en la toma y la sección de la tubería de salida.
- ✓ Realizar el estudio estructural; determinar la estabilidad de la estructura.
- ✓ A través de la implementación de un sistema de tuberías, sujeto a soportar presiones internas (presiones hidrostáticas e hidrodinámicas), se pretende analizar, determinar precios unitarios y el presupuesto general de la obra.

1.8 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto se justifica por las siguientes razones:

Actualmente, el agua disponible en la quebrada de la zona, que además es la fuente principal para la captación de agua para riego para la comunidad, no es aprovechada de manera eficiente, por falta de una infraestructura adecuada.

Con la implementación del presente proyecto de microrriego, se pretende asegurar la producción y mejorar los rendimientos de los cultivos, asegurando la dieta alimentaria de los agricultores y lograr excedentes para la comercialización.

El uso de agua limita en la actualidad al uso de un sistema de microrriego deficiente de baja eficiencia, construido por los propios comunarios y con sus propios medios, lo que impide el mejoramiento en la región a través de la ampliación y diversificación de la actividad agrícola por las siguientes razones:

Si se considera los aspectos anotados en los párrafos anteriores se justifica plenamente el sistema de riego, mediante un proyecto a diseño final, para su posterior ejecución que comprenda la construcción de una obra de toma, el ensamblaje y el revestimiento de las tuberías y la construcción de las obras de arte complementarias.

MARCO LOGICO
CONSTRUCCION: SISTEMA DE MICRORRIEGO COMUNIDAD DE CABILDITO

LOGICA DE INTERVENCION	INDICADORES OBJETIVAMENTE VERIFICABLES		FUENTE DE VERIFICACIÓN	SUPUESTOS IMPORTANTES
	SIN PROYECTO	CON PROYECTO		
Objetivo general o superior "Impacto" El objetivo principal del proyecto es: "Elevar la calidad de vida de los pobladores involucrados en el proyecto, posibilitando el desarrollo de la región a través del suministro de agua para riego de manera confiable y sostenible como elemento indispensable para el uso domestico, agricultura, agropecuario y social.	Resumen de las variables de impacto. Debido a las condiciones actuales, no se incrementa la proporción de la producción agrícola que se comercializa, originando que los campesinos emigren a las ciudades Rep. Argentina, Tarija. Existe una superficie cultivable de 13.5 has, 81.5has de terreno ocioso de las cuales están abandonadas y/o dedicadas al pastoreo controlado.	Resumen de las variables de impacto. La utilización del canal de riego por los beneficiarios del proyecto, será del 100% ampliando las posibilidades de producción, y mejorando el ingreso económico. La producción futura esperada esta basada en que la producción actual tendrá un incremento de área cultivable de 81.5hectáreas.	Se visitara la zona para efectuar reuniones y entrevistas con los comunarios del área de influencia.	Existirá un seguimiento permanente en el proceso de ejecución de la obra. Los insumos no sufrirán alteraciones en sus precios. Existirá un seguimiento permanente en el proceso de ejecución de la obra.
Objetivos específicos o directos "Efectos" - Proporcionar información técnica necesaria para implementar un sistema de riego, que garantice una actividad agrícola con riego seguro y permanente. - Incentivar el uso de suelos potencialmente aptos para la agricultura a través de un mejor uso y buen manejo del agua. -Tener un mecanismo regulador del caudal, alternativa que garantiza la disponibilidad de agua para riego en época de estiaje. -Incentivar el uso del agua para fines productivos. -Mejorar la economía de los pobladores dotando de agua a sus cultivos y por ende aumentando ingresos.	Existe un sistema de canales de tierra que aproximadamente beneficia a un 5% de la población. Existe perdidas por filtración del agua del canal de tierra. Se extiende en lo posible el área de cultivo con el agua que se dispone. Existe un sistema rudimentario de toma de agua con un canal de tierra que brinda riego a un porcentaje mínimo de terrenos de cultivo.	Se mejorara el sistema de microriego mediante la implementación de uno nuevo beneficiando a 29 familias. Con el emplazamiento de las obras tanto de aducción como conducción por tubería las perdidas por evaporación y filtración son mínimas. Se incentivara en la extensión de cultivos al máximo, para así aprovechar en toda su capacidad el sistema de microriego. Mejorara los ingresos netos de los comunarios provenientes de la agricultura.	Informes de supervisión y evaluación de la entidad Ejecutora y Financiera Informes de las Comunidades.	La comunidad beneficiaria y autoridades gestionaran la construcción del sistema de microriego y harán cumplir todo lo estipulado en el proyecto, garantizando la calidad y su durabilidad de la obra.
Metas y o productos "Resultados" El proyecto pretende beneficiar con un sistema de microriego, aproximadamente a 29 familias de la población de Cabildo con una población de 186 habitantes.	Sistema de riego rustico, sin control en la dotación de agua para riego, riegan cuando quieren o cuando creen necesario ocasionando un mal uso de este recurso	Crece la actividad agrícola demandando mas obra de mano, disminuyendo la migración, aumenta considerablemente el ingreso familiar La supervisión garantiza la buena ejecución del proyecto La capacitación garantiza el buen uso del recurso hídrico.	- Mejorar la calidad de construcción de la obra Sistema de Microriego Comunidad de Cabildito. - Informe de la Entidad Ejecutora .Visitas a la zona del Proyecto	El Supervisor, Técnicos ejecutores, y los Comunarios harán cumplir las especificaciones técnicas y administrativas de la obra proyectada.

2.1 ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

2.1.1 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

Población del área de influencia diferenciada por sexo

El área de influencia del proyecto se encuentra ubicada en la comunidad de "Cabildito", la misma cuenta con una población de 186 personas agrupadas en 29 familias, de las cuales 97 son mujeres y 89 hombres, con un promedio de 7 miembros/familia.

CUADRO 2.1

POBLACIÓN BENEFICIADA CON EL PROYECTO DE MICRORRIEGO

POBLACIÓN GENERAL AGRUPADA POR COMUNIDAD				
Población.	Hombres	Mujeres	NºFamilias	Nºper./Fam.
186	89	97	29	6,4

Fuente: Diagnostico participativo 1ra sección provincia Avilez.

Migración

Según los datos de las encuestas, la falta de un ingreso razonable y un nivel de vida en condiciones de excesiva pobreza; son las principales causas para que las familias de esta zona tengan que migrar con distintos rumbos en busca de mejores alternativas. Estos frecuentemente migran en forma temporal a partir del mes de Julio con destino a la ciudad, o al norte Argentino.

CUADRO 2.2

MOVIMIENTO MIGRATORIO TEMPORAL MOVIMIENTO DE MIGRACION

MOTIVO	No	%	DESTINO
ESTUDIO	1	10.00	Cercado – Ciudad- Tarija
TRABAJO	1	30.00	Norte Argentino
ENFERMEDAD	1	30.00	Valle , Ciudad- Tarija
FAMILIAR	1	30.00	Diferentes localidades
TOTAL	4	100	

Fuente: Elaboración propia

La migración definitiva se debe tanto a la falta de condiciones y oportunidades productivas de la zona, como a las expectativas de mejorar sus condiciones económicas; es así que en los últimos años han emigrado de la Comunidad un porcentaje considerable de personas, presentándose predominancia en la migración de jóvenes, en especial jóvenes menores de 30 años de edad.

Composición familiar

Los habitantes de la zona beneficiaria del proyecto, contienen una población en la zona, que es de 186 habitantes con un promedio de 6.4 miembros por familia donde 89 son del sexo masculino y 97 del sexo femenino, dando los siguientes porcentajes en el seno familiar: 47,85 % son varones y el 52,15 % son del sexo femenino.

Población económicamente activa

De los datos obtenidos en las encuestas se pudo determinar la población económicamente activa que es a partir de los 16 hasta 65 años,

CUADRO 2.3

POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA

ACTIVIDAD ECONÓMICA

ACTIVIDAD	VARONES		MUJERES		TOTAL	
	No.	%	No	%	No	%
Población económicamente activa	63	47%	71	53%	134	100%

Fuente: Diagnostico participativo.

Niveles de pobreza

La comunidad de Cabildito tiene como Ingreso principal la venta de sus productos, los mismos que lo realiza en el valle central y ocasionalmente en Tarija. Es importante mencionar que dichos Ingresos no son significativos existiendo por tanto un índice considerable de pobreza.

2.1.2 ASPECTOS SOCIALES

Las principales características de los beneficiarios del proyecto son:

Idioma, costumbres regionales y fiestas etc.

Todos los comunarios hablan el idioma castellano.

Entre las costumbres más sobresalientes se pueda mencionar las siguientes: La marcada de los animales (Yerra), que normalmente se la efectúa en los bovinos, con la finalidad de identificar a los animales de acuerdo a la marca familiar en la zona que generalmente se efectúa desde el carnaval hasta la pascua.

Las fiestas más tradicionales son: Año nuevo, carnaval, pascua, fiestas patrias y otras fiestas religiosas como La cruz, San Juan, San Pedro, Santiago, Virgen de Chaguaya, todos Santos, Navidad, etc.

La mayor parte de la población profesa la religión católica, existiendo también grupos sectarios.

Roles de los miembros de la familia y participación en la gestión de riego

El padre de familia se dedica a la preparación de los terrenos, siembra, selección de semilla, cosecha del año y riego. La Madre de dedicación cocina, pastoreo, ordeñar, cuidado de los niños, también se dedican a la producción artesanal, mediante la confección de lasos rienda tejidos y bordados (alforja ponchos jergones) arados de palo y yugo.

Dicha producción se realiza de manera tradicional y en mínimas cantidades. También ayudan y colabora al marido en la preparación de la semilla, cosecha y riego. Los niños colaboran en el pastoreo y labores del padre. Las niñas colaboran en labores de la madre.

Se evidencia una escasa presencia de la mujer en espacios de toma de decisiones de la comunidad, sin embargo, a nivel familiar participa en la generación de consenso sobre determinados temas, especialmente en aspectos económicos.

2.1.3 ASPECTOS ECONÓMICOS

Tenencia de tierras

El régimen de tenencia de las tierras de los beneficiarios del proyecto es la de tierras en propiedad, ya sea por herencia o compra directa, existen algunos casos aislados aproximadamente (5%) en los que se trabajan las tierras a medidas o alquiladas con pago efectivo y/o especie.

CUADRO 2.4

TAMAÑOS DE PROPIEDADES EN EL ÁREA DEL PROYECTO

Rango en Has.	Número Propiedades	%	% Acumulado
0.10 – 1	12	37.50	37.50
1.01 – 2	6	18.75	56.25
2.01 – 3	5	15.63	71.88
3.01 – 4	3	9.38	81.25
4.01 – +	6	18.75	100.00
Total	32	100	

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, existe un marcado minifundio, el 37.50% de las propiedades bajo riego tienen un tamaño menor o igual a una hectárea y el 18.75% están entre 1 y 2 has. de tamaño.

Principales actividades económicas de las familias

Las principales actividades económicas de la comunidad están basadas en la agricultura y cría de ganado mayor y menor en reducido número.

En primer lugar se encuentra la agricultura que se basa en los cultivos de maíz para choclo, papa, maní, arveja, cebolla, tomate, haba y otros frutales como el durazno.

La mayoría de los habitantes de la comunidad pertenecen al tipo de economía de subsistencia, ya que por falta de un riego seguro y permanente no pueden desarrollar la agricultura en toda la capacidad productiva de los suelos.

2.1.4 ASPECTOS AGRÍCOLAS

La actividad económica de subsistencia de la comunidad de Cabildito, radica principalmente en la producción agrícola, siendo los principales cultivos la producción de cítricos, maíz, arroz, maní y otros en pequeña escala.

Uso actual de la tierra

La superficie a cultivar alcanza aproximadamente a 13.5 Ha, de las cuales no están abandonas y/o destinadas al pastoreo controlado.

Los cultivos más representativos en esta comunidad son la producción de naranja, mandarina, lima, limón, maíz, maní, papa y hortalizas; los mismos que son comercializados en el mercado, Tarija, y parte en la ciudad.

La preparación del terreno según el calendario agrícola de la comunidad consiste en lo siguiente:

La preparación del terreno se lo realiza de noviembre a diciembre, La siembra de distintos tubérculos y hortalizas se lo realiza en los meses de septiembre, esta producción está destinada al autoconsumo de la familia.

2.1.5 ASPECTOS CULTURALES Y AMBIENTALES DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

El proyecto permite el empleo permanente de las familias beneficiadas, esta situación permite disminuir la migración del campo a la ciudad en busca de trabajo.

La actividad intensiva de la producción agrícola permite a los agricultores organizarse para formar grupos sociales para la producción, comercialización, compra de insumos, transporte, etc., abaratando de esta manera los costos.

La construcción de la infraestructura de riego permite un incremento de la cobertura vegetal en áreas donde fueron abandonadas.

La siembra del área con cultivos anuales permite disminuir el proceso erosivo de origen eólico. Así mismo disminuirá la migración del agricultor con lo cual se habilitara nuevas áreas para producir diferentes productos agrícolas.

Es necesario que el usuario tenga un programa de extensión sobre el uso y manejo del agua, para evitar problemas erosivos de origen hídrico en el área de explotación, además se debe capacitar en el manejo de caudales no erosivos durante todo el proceso productivo.

Los efectos positivos del proyecto son:

- ✓ Disminuir la erosión hídrica.
- ✓ Aumentar la cobertura vegetal.
- ✓ Mejorar el paisaje.
- ✓ Recuperar el potencial agrícola.
- ✓ Recuperar tierras ociosas no productivas
- ✓ Evitar el emigrar a nuevas tierras.

2.1.6 SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES

Educación

A la fecha La comunidad cuenta con una Unidad Educativa, 1 escuela (central) dicha Escuela que se encuentra en la parte central de la comunidad, sólo cuenta con la educación primaria que atiende el nivel inicial y primario hasta el grado 8º, que brinda capacitación a niños y adolescentes, alumnos de ambos sexos en los niveles de educación inicial y primario.

El porcentaje de analfabetismo es aproximadamente de 25 al 35% del total de la población mayor a 9 años, existe una marcada escasez de planificación, coordinación en actividades educacionales y asistencia técnica escolar.

Agua potable

Un 80% de la comunidad cuenta con el servicio de agua por cañería. Esta agua no cuenta con ningún tipo tratamiento, la misma que es captada de la quebrada denominada Quebrada del Cerro o Mezada. En las viviendas cercanas a la serranía el agua se recolecta de la quebrada del cerro desde el abra alledaña a la comunidad. Por otra parte se debe mencionar que el 50% de las familias cuentan con pozos ciegos, o letrinas.

Energía eléctrica

La comunidad de Cabildito no cuenta con este servicio en su totalidad, aunque el tendido eléctrico se acentúa hasta en la parte central de la comunidad, sin embargo se debe señalar que ya se cuenta con el estudio y existe una Empresa que ejecutará este proyecto.

Salud y nutrición

La comunidad no cuenta con un centro de Salud, por lo que los comunarios en caso de enfermedad recurren al pueblo del valle, y en casos extremos a la ciudad.

Las actuales condiciones de habitabilidad son extremadamente riesgosas para la salud, los ambientes son reducidos y pequeños, donde existe alto hacinamiento, lo cual ocasiona

peligro de enfermedades contagiosas, por otra parte, las viviendas se hallan muy cerca a los lugares donde duermen las gallinas y otros animales.

Vivienda

Las viviendas de la comunidad se caracterizan por presentar construcciones de extrema precariedad y bajas condiciones de habitabilidad, no se constituyen en lugares ideales para la realización de funciones vitales, tales como alimentación, dormir, descansar, realizar sus necesidades fisiológicas y otros.

Los materiales predominantes en la construcción y características de estas viviendas están condicionados por factores económicos, geográficos y climáticos de la zona. Las viviendas se caracterizan por ser, en la mayoría de los casos, pequeñas, hechas con paredes de adobe sin revocar, contruidos con mampostería de piedra y barro, al menos un 30% de las viviendas son de ladrillo.

Modalidades de recolección y disposición de residuos sólidos

El recojo de residuos sólidos no se lo realiza, éstos son echados a campo abierto o enterrados.

2.2 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

Un 5% de la comunidad de Cabildito cuenta con canales de riego rudimentarios de tierra, para generar el riego a cada una de sus parcelas, además que éstas son pocas y la producción de las mismas es en un alto porcentaje para su autoconsumo.

Sin embargo, el avanzado deterioro de los rudimentarios canales de riego, ha conducido a un debilitamiento gradual de la base productiva y económica de la zona.

Actualmente los terrenos en su gran mayoría son regados mediante este sistema rudimentario, donde existe déficit de agua para los cultivos, debido a que los riegos no son oportunos y seguros por falta de agua estable y eficiente, las pérdidas de agua que existe en la conducción y la falta de obras de arte para cruzar las quebradas, hace que el agua disponible en la fuente no sea aprovechada de manera óptima.

Los suelos de la zona son buenos para la agricultura, pero no rinden con todo su potencial productivo por falta de un sistema de microriego que optimice la dotación de agua hacia las zonas de cultivo.

Con el proyecto se pretende incrementar la oferta de agua, mediante la construcción de un sistema de microriego.

Es importante mencionar que los comunarios de Cabildito, participaron con sus ideas y opiniones para la mejor formulación del presente estudio, y por otro lado han venido solicitando la Construcción de un sistema de microriego, y están dispuestos a participar activamente en la ejecución e implementación del presente proyecto y así lograr un objetivo largamente esperado.

2.3 PRODUCCIÓN DE RIEGO ACTUAL

La actividad agrícola en las comunidades rurales sin duda es de vital importancia en su economía, sin embargo la actividad agrícola actual es sumamente baja, esta situación induce a plantear un proyecto de desarrollo socioeconómico de inmediato, a través de la ejecución de un sistema de Microrriego.

Los comunarios de Cabildito plantearon, la construcción del sistema de Microrriego, utilizando las aguas de una quebrada denominada Quebrada del Cerro o Mezada, para lo cual solicitaron realizar los estudios de preinversión del proyecto, quienes derivaron la responsabilidad al departamento Técnico del municipio llegando al acuerdo de elaboración

del Estudio a Diseño Final del "Proyecto Sistema de Microrriego Comunidad de Cabildito".

En los últimos años, la habilitación de tierras de cultivo y el crecimiento vegetativo de la población han dado lugar a una demanda acentuada de agua para riego, pero las limitaciones del líquido elemento en la zona, ha provocado una serie de dificultades, lo cual ha motivado la emigración de los comunarios a otras ciudades en busca de trabajo.

La falta de un sistema de Microrriego adecuado, no permite la explotación de diversos rubros, siendo la producción actual orientada íntegramente al autoconsumo familiar, el suministro de un Microrriego permitirá al agricultor la posibilidad de diversificar la producción agrícola, lo cual le significa un incremento del ingreso neto familiar.

La profunda depresión económica que caracteriza a la comunidad confiere prioridad en la ejecución del proyecto, el mismo creará condiciones objetivas de trabajo permanente, mejorando su subsistencia y nivel de vida.

2.4 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS DE LA CUENCA

La zona del proyecto se caracteriza por presentar una topografía bastante irregular, especialmente en las comunidades ubicadas al norte, sur y oeste, las que tienen poca extensión de terreno con pendientes suaves y moderadas, reduciendo significativamente el área cultivable. Existen espacios con topografía ondulada a plana, especialmente en la zona meridional.

Las cimas de las montañas son redondeadas y alargadas cuyas laderas forman valles cortos y profundos cañadones con bastante humedad; siendo el sector sur del área donde mayormente se presentan las características anteriormente señaladas, situación que muestra las restricciones naturales para la interconexión vial, ampliación e incremento de la producción agrícola. En definitiva, estas áreas son aptas para la conservación de la fauna y flora silvestre.

2.5 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS DE LA CUENCA Y FUENTE DE AGUA

El proyecto toma en cuenta la cuenca de quebrada denominada Quebrada del Cerro o Mezada, cuyas aguas serán utilizadas con fines de microriego en la comunidad de Cabildito.

La superficie de la cuenca es de 2.132 Km² donde se puede apreciar dos zonas, un alta y otra baja.

El cauce principal de la red hidrográfica es la quebrada denominada quebrada del cerro o mezada, cercana a la serranía, desde sus inicios a unos 2013 m.s.n.m. hasta su confluencia cercana con el río Camacho a unos 1807 m.s.n.m. con un régimen de caudales irregular, pendiente media de 0.026 m/m o 2.58%, en la época lluviosa se producen caudales importantes y escaso transporte de sedimentos, con caudales mínimos se producen en la época de estiaje.

2.6 CALIDAD DE AGUA

Debido a que el agua en la zona proviene principalmente de las precipitaciones pluviales no tiene ningún tipo de contaminación, por lo que no se realizó el análisis para determinar su calidad, en la actualidad los animales vienen consumiendo dicha agua almacenada en bebederos actuales.

No se tiene indicios de contaminación en la subcuenca de estudio, ya que no existe producción minera, industrial o de otro tipo que haya provocado deterioro del medio ambiente; así mismo los comunarios no permiten la instalación de cualquier actividad con peligro de contaminación.

Los agricultores de la zona utilizan el agua de la Quebrada del Cerro o Mezada para el riego de sus cultivos desde muchos años atrás, hasta ahora no han tenido problemas de contaminación por mala calidad del agua.

La sedimentación es mínima por la buena cobertura vegetal de la zona y la topografía con pendiente que varía de moderada en el cauce principal de la sub. Cuenca a casi plana en las áreas de cultivo, además la longitud del curso principal es considerable por lo que generalmente el agua se aclara rápidamente durante el periodo de riego.

2.7 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA, ASPECTOS AGRO CLIMÁTICOS

Aspecto agro climático

La zona se caracteriza por tener un clima templado a cálido semiseco con veranos calurosos, otoño e invierno influenciados temporalmente por vientos helados del sur.

Clima

De acuerdo a la clasificación de Thornthwaite en su mapa ecológico y de zonas de vida de Bolivia, el clima de la zona se ha clasificado como semiárido fresco, mezo termal, con poco exceso de agua.

Precipitación

Tomando en cuenta los 22 años de registros de la estación de Chocloca, se tiene una precipitación media anual de 662,74 mm, de los cuales un 91,9 % se concentra entre los meses de octubre a marzo. El mes más lluvioso corresponde a enero con un promedio de 140,0 mm, el año más lluvioso fue 1980 con 877,7 mm y el menos lluvioso 1998 con 441,4 mm.

Se tiene un promedio de 64 días de lluvias anuales; el mayor fue el año 1979 con 80 días y el menor 1986 con 39 días de lluvia.

La precipitación máxima registrada en 24 hrs. En el período considerado es de 74,8 mm en enero de 1994.

Temperatura

Como no se cuenta con información especializada en las estaciones meteorológicas de la zona, se ha recurrido a la estación cercana al proyecto y dentro del período que se ha considerado, la temperatura media anual en la estación Chocloca, es de 17,9 °C, mientras que la mínima media es de 9,7 °C, la máxima extrema se registró varios años con 39,7 °C y la mínima extrema se registró en el mes de julio del año 2007 con -8,40 °C.

Evaporación

Se ha recurrido a la estación Chocloca, que cuenta con un historial de registros de más de 15 años. La evaporación media mensual alcanza a 136,40 mm haciendo un total anual de 1610,4 mm, el mes de octubre es el que presenta la mayor evaporación alcanzando 179,80 mm y junio la menor con 87,1 mm.

Insolación

La insolación media anual de la zona es de 6,80 horas/día, la máxima media en los meses de julio-agosto llega a 8,11 horas/día y las mínimas en marzo con 5.11 horas/día, entre los meses de octubre y febrero la insolación máxima absoluta llega a las 6.80 horas/día.

Vientos

Los vientos de mayor intensidad se presentan en los meses de junio a octubre con un promedio de 13.04 km/hr, en general se mantiene un régimen de vientos moderados en dirección norte en los meses de junio-agosto y su dirección predominante del este.

Humedad

La humedad relativa media mensual se mantiene constante a lo largo del año, con una variación que va del 60 % al 76 %

Vegetación

La vegetación de la zona es una combinación entre árboles, arbustos y hierbas de porte bajo, predominando las especies nativas como el churqui, molle, sauces, etc.

Entre los arbustos y hierbas de porte bajo se tiene a la tola, chilca, hediondilla, penca espinuda.

2.8 DISPONIBILIDAD DE AGUA PARA EL PROYECTO

La disponibilidad de agua es constante a lo largo de todo el año bajando considerablemente en época de estiaje, pero manteniendo un caudal mayor a la demanda de riego en una relación de 2 veces el caudal de diseño.

Superficie cultivable bajo riego

La superficie de cultivos bajo riego alcanza a 13.5 ha que actualmente se riega. Por lo que se necesita la implementación de una ampliación del sistema existente, en tanto que existen 81.5 Has para incrementar el área bajo riego óptimo.

Tecnología utilizada en el proceso de producción

En la actualidad los cultivos se producen en forma tradicional, se utilizan herramientas tradicionales de labranza como el arado de palo en casos muy excepcionales, con aperos de labranza rústicos para la preparación de terrenos donde se puede ingresar con la yunta y de forma manual con azadones en las labores culturales que tienen que ver con deshierbe, aporque, limpieza, preparación de los terrenos y la siembra.

El uso de agroquímicos es reducido en los cultivos; se prioriza en la zona el uso de abonos orgánicos en función de la disponibilidad de estiércol de oveja.

Producción agrícola actual

La producción de cítricos es destinada a la comercialización, por lo general al mercado de Tarija. En cuanto a la producción de algunos tubérculos y verduras son en su totalidad para el autoconsumo.

Los niveles de producción anual aproximada, para cultivos y forrajes perennes, presenta las siguientes características, considerando siempre los rendimientos promedio para la zona:

CUADRO 2.5

PRODUCCIÓN AGRÍCOLA ACTUAL

VALOR NETO DE LA PRODUCCION (SIN PROYECTO)

RUBROS DE PRODUCCION	Superficie. Optima (ha)	Rendimiento.	Producción valorable	Costos Unit. de prod.			Precio de Venta (\$us/Tn)	Valor bruto de la producc. (\$us)	Costo Total de producc. (\$us)	Beneficio (\$us)
				Bienes Transables (\$us/ha)	Insumos locales (\$us/ha)	Mano de obra (\$us/ha)				
Citricos (unid. Mil)	4,00	250,00	1000,00	340,40	116,33	112,00	10,00	10000,0	2274,90	7725,10
Maiz choclo (ton)	1,00	3,00	3,00	30,44	77,27	157,50	250,00	750,00	265,21	484,80
Maiz grano (ton)	2,50	2,50	6,25	30,44	77,27	157,50	109,40	683,75	663,01	20,74
Mani (ton)	1,00	1,50	1,50	0,00	300,00	149,50	840,00	1260,00	449,50	810,50
Papa (ton)	3,00	7,50	22,50	102,97	266,65	153,50	123,02	2767,95	1569,34	1198,61
Hortalizas (ton)	2,00	10,00	20,00	95,77	0,00	132,50	136,60	2732,00	456,54	2275,46
Total	13,50	274,5	1.053,3					18.194	5.678	12.515,21

Considerando los resultados del cuadro anterior, el monto de ingresos medio por familia del total de la producción agrícola.

CUADRO 2.6

PRODUCCIÓN AGRÍCOLA FUTURA

VALOR NETO DE LA PRODUCCION (CON PROYECTO)

RUBROS DE PRODUCCION	Superficie. Optima (ha)	Rendimiento.	Producción valorable	Costos Unit. de prod.			Precio de Venta (\$us/Tn)	Valor bruto de la producc. (\$us)	Costo Total de producc. (\$us)	Beneficio (\$us)
				Bienes Transables (\$us/ha)	Insumos locales (\$us/ha)	Mano de obra (\$us/ha)				
Citricos (unid. Mil)	35,00	360,00	12600,00	662,80	407,18	167,00	10,00	126000,00	43294,30	82705,70
Maiz choclo (ton)	8,00	4,50	36,00	64,48	100,53	174,00	250,00	9000,00	2712,08	6287,92
Maiz grano (ton)	18,00	3,50	63,00	64,48	100,53	174,00	109,40	6892,20	6102,18	790,02
Mani (ton)	8,00	2,00	16,00	16,00	300,00	187,00	840,00	13440,00	4024,00	9416,00
Papa (ton)	16,00	12,00	192,00	145,32	417,18	211,00	123,02	23619,84	12376,00	11243,84
Hortalizas (ton)	10,00	14,00	140,00	160,54	229,18	161,00	136,60	19124,00	5507,20	13616,80
Total	95,00	396,0	13.047,0					198.076	74.016	124.060,28

3.1 DEMANDA DE AGUA

Para el cálculo de la demanda de agua para riego del área del proyecto, influyen varios factores los más importantes son: cédula de cultivos, requerimientos del uso consuntivo de los cultivos, tanto de la cédula actual de cultivos como de la propuesta con el proyecto, calendario de cultivos seleccionados, eficiencia del sistema, condiciones climáticas específicas de la zona, y posteriormente calcular los requerimientos netos de riego mensuales.

El cálculo de la demanda de agua de riego para el área del proyecto, se ha determinado sobre la base de los requerimientos del uso consuntivo de los cultivos, tanto de la cédula actual de cultivos como de la propuesta con el proyecto, preparando previamente un calendario de riesgos para los cultivos seleccionados, considerando la eficiencia del sistema, las condiciones climáticas específicas de la zona, y posteriormente calcular los requerimientos netos de riego mensuales.

En el estudio no se plantean cambios notables en cada cédula ni en el calendario de cultivo, manteniendo la estructura actual por lo que se ha elaborado una cédula de cultivos bajo riego que representa la situación con proyecto.

3.1.1 CÉDULA DE CULTIVO BAJO RIEGO CON PROYECTO

Con el objeto de establecer el efecto del proyecto, se determinó el área incremental bajo riego óptimo, aplicando la hoja electrónica preparada por el PRONAR. Haciendo un balance entre la oferta y demanda mensual de agua, en las situaciones "sin" y "con" proyecto, se determinó la superficie cultivada bajo riego óptimo.

El plan agrícola con proyecto, está sustentado en el plan agrícola actual, se mantiene la cédula de cultivos que se tiene actualmente que son: cítricos (naranja, mandarina, lima, limón), maíz, maní, papa. También se mantendrá el mismo calendario de producción agrícola, haciendo algunos ajustes para que no exista sobre posición de un mismo cultivo

en determinados meses, considerando que los agricultores de la zona tienen la suficiente experiencia para el manejo de estos cultivos.

La implementación del proyecto permitirá contar con un sistema de riego permanente sin interferencias en su operación y con una mayor disponibilidad de agua, lo que garantizará el incremento de la superficie a ser cultivada bajo riego. Para plantear la cédula de cultivos con proyecto se ha considerado los siguientes aspectos: Tamaño de las parcelas correspondientes a cada agricultor, clasificación de suelos con fines de riego, condiciones climáticas de la zona, tradiciones y costumbres de los agricultores, rentabilidad de los cultivos en función a la oferta y demanda en los mercados, capacidad de mano de obra familiar y fundamentalmente a la disponibilidad de agua para riego. En el siguiente cuadro se detalla la Cédula de cultivos para el proyecto:

CUADRO 3.1

CÉDULA DE CULTIVOS CON PROYECTO

CEDULA ACTUAL DE CULTIVOS

CULTIVOS	SIEMBRA EN VERANO		SIEMBRA EN INVIERNO	
	Sup. Opt (Has)	%	Sup. Opt (Has)	%
Cítricos	4,00	29.63%	0,00	0,00%
Maíz Choclo	1,00	7,41%	0,00	0,00%
Maíz Grano	2.50	18.52%	0,00	0,00%
Maní	1,00	7.41%	0,00	0,00%
Papa	3,00	22.22%	0,00	0,00%
Hortalizas	2,00	14.81%	0,00	0,00%
Área bajo riego	13.50	100,00%	0,00	0,00%

Calendario de cultivos

El calendario de cultivos propuesto, no presenta modificaciones con respecto a la situación actual. Con una sola siembra de verano con los cultivos de cítricos, maíz, maní, papa y hortalizas. La cosecha se produce en los meses de marzo a junio

En el siguiente cuadro se muestra el calendario de cultivos para el proyecto:

CUADRO 3.2

CALENDARIO, DURACIÓN DEL CICLO VEGETATIVO

CULTIVO	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M
Citricos	Cosecha	Cosecha										
Maíz Choclo	Cosecha					Siembra	Siembra					
Maíz Grano		Cosecha				Siembra	Siembra					
Mani						Siembra	Siembra				Cosecha	Cosecha
Papa						Siembra				Cosecha		
Hortalizas				Siembra		Cosecha						

cos = cosecha

siem = siembra

El calendario de cultivo propuesto con el mejoramiento del sistema, posee las mismas características que el calendario que actualmente practican los comunarios, por lo que no será difícil el desarrollo del mismo.

Es importante resaltar la relevancia del riego complementario en la época de lluvias que permitirá asegurar las cosechas de verano, con la obtención de buenos rendimientos a pesar del déficit hídrico por la escasez de lluvias y más aún en esta área donde las lluvias son irregulares.

3.1.2 DETERMINACIÓN DEL REQUERIMIENTO DE RIEGO DE LOS CULTIVOS

El cálculo de los requerimientos de agua para riego se realizó aplicando fórmulas empíricas que se adaptan a las condiciones del área de estudio y sobre la base de la información climatológica disponible en la zona del proyecto.

3.1.2.1 EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL (ETP)

La Evapotranspiración es un proceso combinado que comprende la evaporación del agua en todas las superficies y la transpiración de las plantas, la evapotranspiración potencial o máxima se la define como la cantidad de agua consumida, durante un periodo de tiempo en un suelo cubierto de una vegetación homogénea, densa con una altura uniforme de 20 cm. y en plena actividad vegetativa y con un buen suministro de agua de los cultivos, es la pérdida o transferencia de agua a la atmósfera por la evaporación del agua en el suelo y la transpiración de las plantas.

Para el cálculo de la evapotranspiración se utilizara los métodos que se detallan a continuación:

Método de Blaney – Criddle.

Este método se adecua a zonas con clima árido y semiárido en las que sólo se dispone de datos medidos de temperatura media del aire, la expresión propuesta por este método es:

$$ETP = K_t \cdot F$$

$$K_t = 0.03114 \cdot \bar{T} + 0.2393$$

$$F = \left(\frac{\bar{T} + 17.8}{2.18} \right) \cdot P$$

Donde:

ETP = Evapotranspiración potencial o del cultivo de referencia (mm/día).

Kt = Coeficiente de correlación.

F = Factor mensual de uso consuntivo.

$\bar{T}$ = Temperatura media mensual, en grados centígrados (°C).

P = Porcentaje de iluminación medio diario, respecto al total anual, depende de latitud.

CUADRO 3.3

EVAPOTRANSPIRACIÓN POR BLANEY-CRIDDLE

CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL
METODO DE BLANEY CRIDDLE SIMPLIFICADO

MESES	TEMPERATURA	HORA DIURNA	F	Kt	ETP	ETP	Días
	T°C	P%			mm/día	mm/mes	
ENERO	24,40	9,315%	1,803	0,999	1,80	55,85	31
FEBRERO	23,60	8,131%	1,544	0,974	1,50	42,12	28
MARZO	22,40	8,580%	1,582	0,937	1,48	45,95	31
ABRIL	21,30	7,906%	1,418	0,903	1,28	38,40	30
MAYO	15,70	7,785%	1,196	0,728	0,87	27,01	31
JUNIO	15,40	7,352%	1,120	0,719	0,80	24,15	30
JULIO	15,60	7,685%	1,177	0,725	0,85	26,47	31
AGOSTO	18,30	7,986%	1,322	0,809	1,07	33,17	31
SEPTIEMBRE	18,20	8,123%	1,341	0,806	1,08	32,44	30
OCTUBRE	21,30	8,794%	1,577	0,903	1,42	44,13	31
NOVIEMBRE	21,90	8,928%	1,626	0,921	1,50	44,94	30
DICIEMBRE	23,20	9,42%	1,771	0,962	1,70	52,79	31
TOTAL					15,37	467,40	

La cantidad de agua que evaporaría el suelo y transpirarían las plantas si el suelo tuviera un contenido óptimo de humedad y la cobertura vegetal fuera completa.

3.1.2.2 COEFICIENTE DE CULTIVO (KC)

En la zona del proyecto no se cuenta con los coeficientes de cultivo determinados experimentalmente. Los valores utilizados para el cálculo de la evapotranspiración real (ETR) corresponden a valores determinados por la FAO y que fueron ajustados a las condiciones climáticas de la zona.

CUADRO 3.4**Calculo de coeficientes de cultivo (Kc)**

CULTIVO	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY
Citricos	0,85	0,85	0,85	0,85	0,80	0,80	0,80	0,75	0,75	0,80	0,80	0,80
Maiz choclo			0,31	0,73	1,15	0,87	0,60					
Maiz grano						0,41	0,73	0,89	1,05	0,82	0,71	0,60
Mani							0,65	0,85	1,05	1,10	0,85	
Papa			0,33	0,74	1,15	0,95	0,75					
Hortalizas				0,36	1,00	0,90						

3.1.2.3 EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL (ETR)

La Evapotranspiración real (ETR) para los cultivos programados se determinó en base a la ETP y el coeficiente de cultivo (Kc) estimados para la región, según la formula siguiente:
 $ETR = Kc * ETP$, Hoja electrónica propuesta por el PRONAR.

$$ETR = ETP * Kc * \% \text{ Sup. Cultivable}$$

ETR = Evapotranspiración real

ETP = Evapotranspiración potencial

Kc = Coeficiente de cultivo

3.1.2.4 PRECIPITACIÓN EFECTIVA (PE)

Precipitación efectiva se define como la fracción de agua retenida en la capa radicular con relación a la cantidad de lluvia caída. Su magnitud depende de las características del terreno (condiciones físicas, grado de humedad, pendiente, cobertura de cultivo, etc.) y por las características de precipitación (altura de lluvia caída, intensidad, duración y frecuencia).

Existen varios criterios en diferentes países para estimar la lluvia efectiva de la total, pero el Programa Nacional de Riego, en función de las características agro ecológicas de las regiones de Valles; considera que no son efectivas las precipitaciones menores a 12, 15 y 20 mm respectivamente. Las lluvias mensuales, resultantes de la diferencia son efectivas al 70, 75 y 80%, siendo adoptadas las siguientes expresiones para el cálculo de la precipitación efectiva:

$$\text{Valles:} \quad (\text{pp mm/mes} - 15) * 0.75$$

CUADRO 3.5
Precipitación efectiva

PRECIPITACION	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
Prec. Efectiva	3,28	21,26	20,67	28,65	21,78	24,00	1,80					

El cuadro indica que la fracción de agua retenida en la capa radicular con relación a la cantidad de lluvia caída (Precipitación efectiva) proviene desde los meses de octubre hasta abril (los meses de lluvia). El mes que posee más precipitación efectiva es enero.

Los meses de mayo hasta Junio existe una mínima cantidad de lluvia (precipitaciones menores a 10, 15 y 20 mm) Dichos valores no son efectivos por ende no se toma en cuenta.

3.1.2.5 DEMANDA NETA DE AGUA PARA RIEGO (DN).

Representa la demanda exacta de agua que requiere un cultivo en un periodo de tiempo dado. La cuantificación de la demanda máxima mensual se determina en función de la Evapotranspiración real o del cultivo y la precipitación efectiva. El cálculo de la demanda neta de agua para riego esta dada por la expresión:

$$D_n = ETR - P_e$$

3.1.2.6 DEMANDA BRUTA DE AGUA PARA RIEGO (DB).

A las necesidades de riego netas debe aumentarse la cantidad necesaria para cubrir las pérdidas que ocurren en el sistema en general. Estas pérdidas, en efecto, dependen de la selección que se efectúe de los sistemas de captación, conducción, distribución y aplicación; además del tipo de suelos, del modo de operación del sistema y otros.

Por estas razones para la obtener la demanda bruta se debe dividir la demanda neta de agua para riego (D_n) entre la eficiencia total del sistema.

$$D_b = (D_n/E_t) * 100$$

3.2 DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE RIEGO INCRÉMENTAL

3.2.1 BALANCE HÍDRICO

Una vez calculada la demanda y la oferta del proyecto se obtiene el balance hídrico utilizando la planilla de cálculo proporcionado por el PRONAR, en esta planilla se aplica todo lo explicado anteriormente y tiene como principales datos de entrada los siguientes:

En la parte superior, el nombre de los cultivos con sus respectivas áreas, el perímetro de riego que el área máxima que se dispone para regar, el factor de riego óptimo, éste indica que porcentaje de los cultivos recibirá el agua oportunamente y óptimamente, luego la capacidad máxima que es el limitante de las obras el caudal máximo permanente del que se puede disponer para el riego; ya en la parte inferior se tiene la oferta de agua que es el caudal que captara de cada fuente si hubiera más de una, los derechos de terceros esto es para prevenir que aguas abajo tengan suficiente agua para sus actividades.

Para la determinación del balance se toma en cuenta el calendario agrícola de los cultivos, el uso consuntivo por mes durante todo el ciclo agrícola, las eficiencias del sistema y la disponibilidad de las diferentes fuentes de agua, llegando los requerimientos sin que se

presente déficit de agua para las épocas de mayor demanda y de mayor superficie bajo riego.

El resumen del balance de la oferta y la demanda de agua para riego del proyecto, se muestra en la sección **ANEXOS**.

Determinación del Área de Riego Incremental por comparación

Tomando en cuenta la oferta hídrica de la cuenca y el balance en la zona de riego (precipitación / evapotranspiración) se ha realizado el balance entre la oferta y demanda de agua con el objeto de determinar el área óptima con proyecto.

Por comparación del área bajo riego óptimo entre las situaciones sin y con proyecto, se determina el área incremental de riego.

CUADRO 3.6
ÁREAS DE CULTIVO BAJO RIEGO CON Y SIN PROYECTO

SIN PROYECTO	CULTIVO	Citricos	Maiz Choclo	Maiz Grano	Mani	Papa	Hortalizas	7	8	9	10	TOTAL	
	AREA REAL	11.00	3.00	8.00	3.00	8.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.00	
	AREA BAJO RIEGO OPT	4.00	1.00	2.50	1.00	3.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	
CON PROYECTO	CULTIVO	Citricos	Maiz Choclo	Maiz granos	Mani	Papa	Hortalizas	7	8	9	10	TOTAL	
	AREA REAL	35.00	8.00	18.00	8.00	16.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	95.00	
	AREA BAJO RIEGO OPT	35.00	8.00	18.00	8.00	16.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	95.00	
AREA INCREMENTADA POR CULTIVO		31.00	7.00	15.50	7.00	13.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.50	
MES		JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY
SIN PROYECTO		4.00	4.00	8.00	10.00	10.00	12.50	11.50	7.50	7.50	7.50	7.50	6.50
CON PROYECTO		35.00	35.00	59.00	69.00	69.00	87.00	85.00	61.00	61.00	61.00	61.00	53.00
AREA INCREMENTADA MES		31.00	31.00	51.00	59.00	59.00	74.50	73.50	53.50	53.50	53.50	53.50	46.50
INDICE DE INCREMENTO MES		7.75	7.75	6.38	5.90	5.90	5.96	6.39	7.13	7.13	7.13	7.13	7.15
AREA INCREMENTAL (HA):		81.5											

3.3 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO (QD)

De acuerdo con el análisis del balance hídrico obtenido para la situación con proyecto y sin proyecto, en planillas elaboradas y presentadas en la sección **ANEXOS**, el caudal de diseño para este proyecto ha sido adoptado considerando el requerimiento de agua para riego de acuerdo a la cédula de cultivos propuesto. De acuerdo al área susceptible a ser aprovechado para cultivos en la zona de proyecto (95.0 Has) se requiere un caudal de 18 l/s en época de máximo consumo (mes de octubre). Este caudal se tomara como caudal de diseño para toda el área a regar.

Este caudal se divide en función a las diferentes áreas a regar, cantidad de áreas parciales, tipo de cultivo, etc.

El sistema de microrriego está dividido en 7 ramales (entre principales y secundarios).

Cada ramal posee un área determinada que se va a regar, por ende también la cantidad adecuada de agua a ser consumida.

El ramal principal parte con una demanda de 18 l/s, hasta llegar hasta la toma.

En el cuadro se muestran los caudales de demanda que en el mes de diciembre define un valor de 17,49 lt/s.

CUADRO 3.7

CAUDALES DE APORTE

SIN PROYECTO	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DEC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	ANUAL
DEMANDA TOTAL (l/s)	1,80	1,91	3,32	5,04	9,19	8,37	8,53	5,59	5,72	5,13	4,93	2,70	62,23
CAUDAL UNITARIO (l/s/ha.)	0,45	0,48	0,42	0,50	0,92	0,67	0,74	0,75	0,76	0,68	0,66	0,42	7,44

CON PROYECTO	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DEC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	ANUAL
DEMANDA TOTAL (l/s)	4,35	4,62	7,34	10,08	17,03	15,76	17,49	12,47	12,66	11,52	11,13	6,17	130,62
CAUDAL UNITARIO (l/s/ha.)	0,12	0,13	0,12	0,15	0,25	0,18	0,21	0,20	0,21	0,19	0,18	0,12	2,06

3.4 EFICIENCIA TOTAL DEL SISTEMA

Los incrementos en la eficiencia de los sistemas de microriego provienen de:

La eficiencia de la conducción principal en la actualidad es de 65% con el mejoramiento de canales, obras de distribución, pasos de quebradas que significará incrementar la eficiencia de conducción principal a un 98%

La eficiencia de la conducción parcelaria en la actualidad es de 70%, este valor se incrementara a 80 %, ya que habrá la necesidad de mejorar el sistema de conducción parcelaria.

La eficiencia de aplicación sin proyecto es de un 70 %, y con proyecto es de 85 % ya que habrá la necesidad de capacitarse mas para una mejor producción futura.

La eficiencia total del sistema en la actualidad es de 0.18% y con la incorporación del proyecto subirá a 0.63%.

CUADRO 3.8

EFICIENCIAS DEL SISTEMA DE RIEGO

CONCEPTO	Eficiencias	
	Sin proyecto	Con proyecto
Efic. de captación	0,65	0,95
Efic. de conducción principal	0,55	0,98
Efic. de conduc. Parcelaria	0,7	0,80
Efic. de aplicación	0,7	0,85
Efic. Global	0,18	0,63

En el análisis de la eficiencia de riego se consideró el método de riego por presión, mediante tuberías de PVC, partiendo de la forma de manejo del agua al nivel de parcela y la experiencia de los agricultores en la práctica del riego actualmente.

3.5 DETERMINACIÓN DEL REQUERIMIENTO DE RIEGO A NIVEL DE PARCELA

La dotación de agua a las parcelas de cultivo en 0.21 lt/seg./ha se determinó de la relación entre la necesidad de riego de los cultivos y la eficiencia del sistema por captación, conducción, distribución y aplicación que se estimó en 18% y 63% situación "sin" y "con" proyecto respectivamente.

La demanda de agua de riego para el proyecto, esta de acuerdo al total de la superficie a regar.

Determinación del área de Riego Incremental

La cédula y calendario de cultivos que se desarrollará bajo riego durante el año agrícola, constituyen la matriz de cálculo y como variables climáticas tenemos la evapotranspiración potencial y precipitación efectiva. La eficiencia del sistema de riego, oferta de agua son también variables que permiten realizar el balance hídrico y determinar la superficie cultivada bajo riego óptimo sin déficit hídrico.

Con el objeto de establecer el efecto del proyecto, se determinó el área incremental bajo riego óptimo, aplicando la hoja electrónica preparada por el PRONAR, en las situaciones "sin" y "con" proyecto, como se muestra en los siguientes cuadros:

CUADRO 3.9**Área bajo riego óptimo "sin proyecto"**

CULTIVOS	SIEMBRA DE INVIERNO		SIEMBRA DE VERANO	
	Sup.Opt. (h)	%	Sup.Opt. (h)	%
Cítricos	4,00	29,63	0	0,00
Maíz Choclo	1,00	7,41	0,00	0,00
Maíz Grano	2,50	18,52	0,00	0,00
Maní	1,00	7,41	0,00	0,00
Papa	3,00	22,22	0,00	0,00
Hortalizas	2,00	14,81	0,00	0,00
Área bajo riego	13,50	100,00	0,00	0,00

CUADRO 3.10**Área riego óptimo "con proyecto"**

CULTIVOS	SIEMBRA DE INVIERNO		SIEMBRA DE VERANO	
	Sup. (ha)	%	Sup. (ha)	%
Cítricos	35,00	36,84	0,00	0,00
Maíz Choclo	8,00	8,42	0,00	0,00
Maíz Grano	18,00	18,95	0,00	0,00
Maní	8,00	8,42	0,00	0,00
Papa	16,00	16,84	0,00	0,00
Hortalizas	10,00	10,53	0,00	0,00
Área Total	95,00	100,00	0,00	0,00

Cumplida esta condición, es posible comparar el número de hectáreas de ambas situaciones, "sin" y "con" proyecto y por diferencia determinar el área incremental.

Un resumen de los resultados se presenta en el cuadro siguiente:

CUADROS 3.11
Incremento Neto de Hectáreas con riego óptimo

CULTIVO	RIEGO OPTIMO		AREA
	S/PROYECTO	C/PROYECTO	INCREMENTAL
VERANO	13.50	95.00	81.50
INVIERNO	0,00	0,00	0,00
TOTAL	13.50	95,00	81.50

Como se puede observar en el cuadro anterior, en la situación sin proyecto, se puede regar óptimamente 13.50 Has., mientras que fruto de las obras de mejoramiento propuestas para la situación con proyecto, se espera regar de manera óptima 95.00 Has., lo que representa 81.50 Has. Incrementales.

3.5.1 PRODUCCIÓN AGRÍCOLA FUTURA

Destino de la Producción

Considerando que el sistema de producción propuesto, se orienta a incrementar las superficies de cultivos con rubros de mayor rendimiento y rentabilidad, la relación de volúmenes destinados tanto a la comercialización como al consumo familiar, sufrirá cambios substanciales en relación a la situación actual, tanto por el incremento en los niveles de producción, como por la adecuación de épocas y tipos de cultivo a las condiciones del mercado. El incremento de la superficie cultivada traerá consigo un incremento de la producción agrícola lo que permitirá a los agricultores de la zona disponer de mayor cantidad y calidad de productos para su consumo y excedentes para la venta, lo cual permitirá a los usuarios contar con mayores recursos económicos para comprar otros artículos que requiere la familia y que ellos no lo producen.

En el cuadro siguiente se indica el destino de la producción agrícola con proyecto:

CUADRO 3.12

Destino de la producción agrícola con proyecto

Cultivo	Venta (%)	Autoconsumo (%)
Cítricos	90,00	10,00
Maíz Choclo	85,00	15,00
Maíz grano	60,00	40,00
Maní	80,00	20,00
Papa	60,00	40,00
Hortalizas	70,00	30,00

En el cuadro anterior se puede observar que la producción de maíz grano y papa está destinado al consumo como base de la dieta alimentaria familiar y también para la alimentación del ganado, incluyendo los rastrojos de los mismos. En cambio los cultivos de cítricos, maíz choclo, maní y hortalizas, el mayor porcentaje de la producción será destinado a la venta en los mercados locales.

En general el porcentaje destinado a la comercialización se incrementará con la ejecución del proyecto, lo que representará mayores ingresos económicos para los agricultores de la zona.

Valorización de la Producción Agrícola

La valorización de la producción se realiza en función a las hectáreas bajo riego óptimo, los costos de producción, rendimientos y precios de los productos, los mismos se muestran en el cuadro siguiente:

3.5.2 INCREMENTO DEL VALOR NETO DE LA PRODUCCIÓN

El incremento del valor neto de la producción con el proyecto se calculó basándose en la superficie bajo riego óptimo, los costos de producción por cultivo, los rendimientos y los precios de venta de los productos agrícolas.

Existe gran diferencia de los valores netos de la producción en cada cultivo en la situación sin y con proyecto, interpretando estos valores se observa diferencias significativas especialmente en los cultivos, maíz, maní, papa y hortalizas.

CUADRO 3.13
PRODUCCIÓN AGRÍCOLA INCREMENTAL
INCREMENTO DEL VALOR NETO DE LA PRODUCCIÓN

RUBROS DE PRODUCCIÓN	Superficie. Óptima Sin Proyecto (ha)	Superficie. Óptima Con Proyecto (ha)	Rend. Sin Proyecto (Tn/ha)	Rend. Con Proyecto (Tn/ha)	Beneficio Neto sin proyecto (\$us)	Beneficio Neto Con proyecto (\$us)	Incremento (\$us)
Citricos (unid. Mil)	4,00	35,00	250,000	360,000	7725,10	82705,70	74980,60
Maíz choclo (ton)	1,00	8,00	3,000	4,500	484,80	6287,92	5803,13
Maíz grano (ton)	2,50	18,00	2,500	3,500	20,74	790,02	769,28
Maní (ton)	1,00	8,00	1,500	2,000	810,50	9416,00	8605,50
Papa (ton)	3,00	16,00	7,500	12,000	1198,61	11243,84	10045,23
Hortalizas (ton)	2,00	10,00	10,000	14,000	2275,46	13616,80	11341,34
Total	13,50	95,00	274,5	396,0	12.515	124.060	111.545

3.6 MERCADO ACTUAL Y POTENCIAL DE LA PRODUCCIÓN AGRÍCOLA

El mercado actual de la comunidad de Cabildito es: el Valle, la ciudad, y Tarija.

La comunidad cuenta con 2 accesos, el uno por camino a Chocloca y el otro por Colón este estos accesos se encuentran en buen estado. El medio de transporte utilizado para sacar los productos es a través de camión mismo que es contratado por los comunarios.

CUADRO 3.14

Potenciales y limitantes actuales a la producción.

POTENCIALIDADES Y LIMITACIONES DE LA PRODUCCION ACTUAL

Componente	Potencialidades	Limitantes
Suelo	Suelos Fértiles	Minifundio
Agua	Fuente permanente	Canales de riego deficientes
Clima	Calido semihúmedo	Regular
Producción	Cítricos, Maíz, Maní, Papa.	Volúmenes reducidos
Crédito	Oficinas regionales	Interés alto, garantías
Asistencia técnica	Demanda especializada	Baja cobertura institucional
Mercado	Alta demanda temporal	Distancias largas y transporte precario y reducido.

Los componentes externos a la comunidad, el crédito, la asistencia técnica y el mercado son los que limitan de manera significativa el desarrollo de una agricultura sostenible que genere excedentes y mejores condiciones para el productor.

Otras actividades productivas

Otras actividades vinculadas a los grupos de mujeres es la elaboración de quesos de oveja, también la producción artesanal; producen lazos, tejidos y bordados (alforjas, ponchos, jergones) arados de palo y yugo. Se realizan de manera tradicional y producción mínima.

4.- PROPIEDADES FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

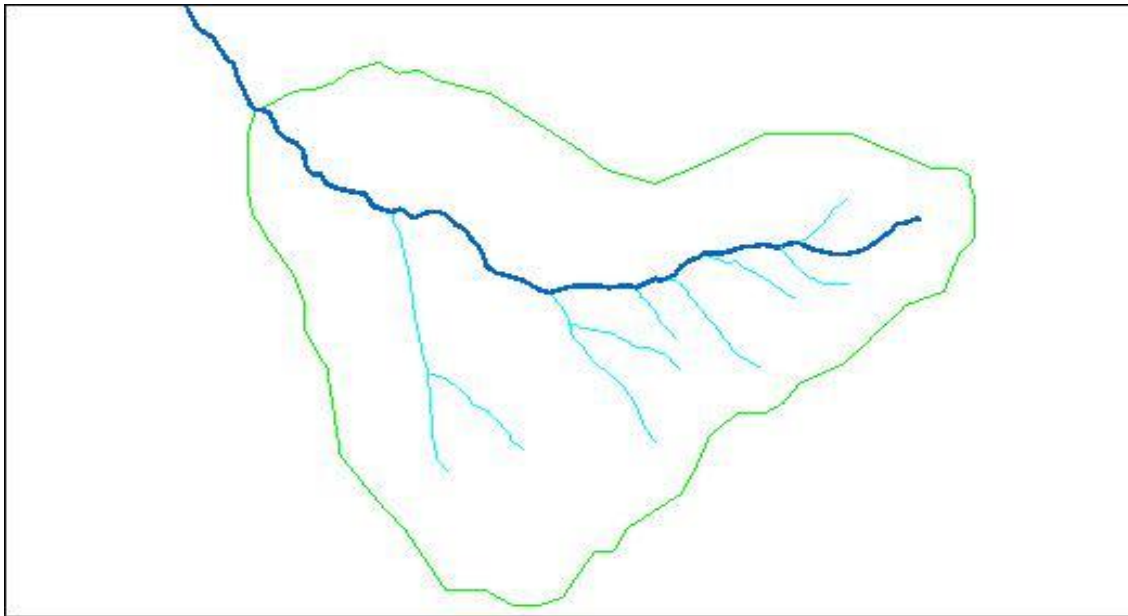
4.1.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA CUENCA

4.1.1. ÁREA DE LA CUENCA

La delimitación de una cuenca se la realiza sobre un plano con curvas de nivel, siguiendo las líneas de las altas cumbres o **divortium acusarum**.

GRÁFICA 4.1

ÁREA DE LA CUENCA



El área puede ser determinada de manera digital (utilizando ciertos softwars especiales), con un planímetro e incluso manualmente.

El área de la cuenca de la Quebrada es:

$$A= 2.132 \text{ Km}^2$$

4.1.2 PERÍMETRO REAL

El perímetro es una línea imaginaria sobre la cuenca que pasa por los puntos más elevados impidiendo que dentro de la cuenca existan cotas más elevadas que cualquier punto sobre el perímetro y cuya función es separar una cuenca de otras cuencas vecinas.

Esta línea atraviesa el curso de agua únicamente en la salida de la cuenca (*en la obra de toma*).

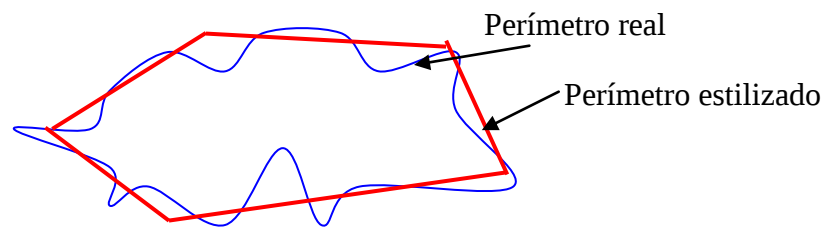
El perímetro real de la cuenca de la quebrada es de:

$$P = 7.15 \text{ Km.}$$

4.1.3 PERÍMETRO ESTILIZADO

El perímetro estilizado se lo traza con líneas rectas siguiendo el perímetro real de la cuenca, con la condición de que las áreas que queden fuera de la cuenca sean compensadas con las áreas que se incluyen a la cuenca.

El perímetro estilizado siempre es menor al perímetro real y la diferencia entre uno y otro perímetro debe ser como máximo el 8% del perímetro real



El perímetro estilizado es de:

$$Pe = 7.08 \text{ Km.}$$

Diferencia entre perímetros

Difiere en menos de 2% por lo tanto el perímetro estilizado es aceptable.

4.1.4 ÍNDICE DE COMPACIDAD O GRAVELIUS

Este índice nos indica mayor o menor facilidad con que una cuenca puede drenar las aguas de las lluvias.

$$I_c = 0.28 * \frac{Pe}{\sqrt{A}}$$

Donde:

Pe: Perímetro estilizado.

A: Área de la cuenca

Luego

$$I_c = 0.28 * \frac{7.08}{\sqrt{2.129}} = 1,350$$

Mientras mayor índice de Gravelius también será mayor la capacidad de drenaje

4.1.5 RECTÁNGULO EQUIVALENTE

Consiste en encontrar un rectángulo que tenga la misma superficie de la cuenca y el mismo perímetro.

La superficie y el perímetro de un rectángulo están expresados geométricamente por las siguientes ecuaciones:

$$A = L * l \quad \text{despejando } L \quad L = A/l$$

$$P = 2 (L + l)$$

$$P = 2 (A/l + l) \Rightarrow 2 l^2 - P l + 2 A = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado se obtendrá los lados L y l del rectángulo equivalente

$$l = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16A}}{4} \quad L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16A}}{4}$$

Donde:

A = área de la cuenca

P = perímetro

L = lado mayor

l = lado menor

Reemplazando se obtiene:

$$L = 2.770 \text{ Km.}$$

$$l = 0.769 \text{ Km}$$

4.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LA CUENCA (TC)

El tiempo de concentración de la cuenca es el tiempo que tarda en recorrer una gotita, que cayendo en el punto más lejano de la cuenca, tarda en llegar al punto de aforo.

Una de las características del tiempo de concentración es que este debe ser constante para toda la cuenca.

Pendiente media de la quebrada principal

La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta.

$$J = 28.68 \quad \%$$

Desnivel de la cuenca

El desnivel de la cuenca es la diferencia entre el punto más alto y el más bajo de la cuenca

$$H = 2113 - 1908 = 205\text{mts}$$

CUADRO 4.1
PARÁMETROS DE LA CUENCA

Datos Necesarios	
Área de la cuenca	A= 2.132 [km ²]
Longitud de la quebrada o curso principal	L= 1.803 [Km.]
Pendiente media de la quebrada	J= 0,286 [m/m]
Desnivel entre el punto mas alto y el mas bajo de la cuenca	H= 205 [m]

4.2.1 FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en recorrer una gota desde el punto más lejano de un extremo de la cuenca hasta llegar al punto de aforo o desemboque.

Este tiempo es constante para toda la cuenca.

Para calcular el tiempo de concentración existen varios métodos entre ellos están las fórmulas empíricas los cuales aplicaremos en el presente estudio.

Se requieren los siguientes datos:

Área de la cuenca (km²) A=2.13 [km²]

Longitud del río o curso principal (km) L=1.803 [km]

Pendiente media del río J=0.285 [m/m]

Desnivel máximo del curso de agua más largo H=205.00 [m], aplicación:

FORMULA DE GIANDOTTI.

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * J * L} \quad T_c = 0.657 \text{ [hrs]}$$

FORMULA CALIFORNIANA

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77} \quad T_c = 0.169 \text{ [hrs]}$$

FORMULA VENTURA Y HERAS

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{J}} \quad T_c = 0.137 \text{ [hrs]}$$

FORMULA U.S.C.E

$$T_c = 0.30 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.76} \quad T_c = 0.757 \text{ [hrs]}$$

Haciendo un análisis comparativo de los resultados anteriores, observamos que la fórmula de U.S.C.E y Giandotti nos proporciona resultados muy elevados por lo tanto se lo descarta. Tomando un estimado aproximado entre las fórmulas Californiana, Ventura y Heras se determina:

Tc = 0.45 [hrs]

Este valor es aceptado, debido a la topografía de la cuenca que presenta pendientes muy altas, por lo tanto la velocidad de escurrimiento del agua es alta y el tiempo de concentración es pequeño.

4.3. ÍNDICE GLOBAL

El índice de pendiente Global se calcula con la siguiente fórmula.

$$I_G = \frac{D}{L}$$

Donde:

D = desnivel existente entre el punto más alto y el mas bajo de la cuenca.

L = longitud del río principal

I_G = índice global (adimensional)

D = 205 m.

L = 1803.34 m.

Luego reemplazando en la fórmula se obtiene:

$$IG=11.367\%$$

4.4. PROPIEDADES MORFOMÉTRICAS DE LA CUENCA

4.4.1 CLASIFICACIÓN DE LOS AFLUENTES

Número de orden $n = 1$

4.4.2. DENSIDAD DE DRENAJE

Se define la densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área.

La densidad de drenaje se la estima con la siguiente ecuación.

$$Dd = \sum l_i / A_t$$

Donde:

Dd : densidad de drenaje km/km².

$\sum l_i$: sumatoria de los afluentes en Km.

A: área de toda la cuenca en Km².

$$Dd = 1.803 / 2.13$$

$$Dd = 0.891$$

4.5 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

4.5.1 ESTACIONES CONSIDERADAS

Para determinar la precipitación media de la cuenca se utilizó el método de las isoyetas, con la información disponible de 5 estaciones que se encuentran dentro y alrededor del área de la cuenca en estudio para lograr un agrupamiento razonable y que matemáticamente explique la base fundamentada por el método. Las estaciones utilizadas, su ubicación geográfica, la altura y el número de años de registro se detalla en el siguiente cuadro.

CUADRO 4.2
ESTACIONES CONSIDERADAS

Estación	Lat. S.	Long. W.	Altura	Años registro
CHOCLOCA	21° 45' 01"	64° 44' 02"	1800	20
JUNTAS	21° 48' 37"	64° 47' 51"	1882	21
CENAVIT	21° 41' 31"	64° 39' 29"	1730	19
SAN NICOLÁS	21° 43' 01"	64° 41' 02"	1800	18

La información de las estaciones mencionadas se sometió a un análisis estadístico, utilizando como estación Patrón la estación AASANA Tarija (por tener un periodo relativamente largo de registros y además de considerarla confiable) obteniendo ecuaciones de regresión para realizar el ajuste de malas observaciones consecuencia de una mala apreciación en la medición. La manera de proceder en la corrección y generación, fue variar la ordenada acomodando el dato a la línea de regresión determinada.

4.5.2 DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

Para la determinación de la precipitación media anual de la cuenca, se sigue el procedimiento de las isoyetas (ver cuadro 4.3, y mapa, anexo)

La precipitación media de la cuenca se determinara por el método de las ISOYETAS consistente en tener datos de lluvias anuales en las estaciones dentro y próximos a la cuenca en estudio

Para lo cual definimos:

$$P_{media} = \frac{\frac{p_0 + p_1}{2} * A_1 + \frac{p_1 + p_2}{2} * A_2 + + \frac{p_{n-1} + p_n}{2} * A_n}{A_1 + A_2 + + A_n}$$

Las áreas se muestran en el plano N° 3 en la sección de anexos, haciendo uso de métodos planimétricos son los siguientes:

CUADRO 4.3

PARÁMETROS DE LAS ESTACIONES CONSIDERADAS

AREAS [Km²]	PRESIPITACIONES [mm]		(Ti+Ti+1)/2*Ai
A1= 0.186	693.0	689.0	128.53
A2= 0.5578	689.0	679.0	381.54
A3= 0.723	679.0	672.0	488.39

Por lo tanto se tiene:

Pmedio=607.503 [mm]

4.6 ZONAS PLUVIOMÉTRICAS

Se dice que un número de estaciones pertenecen a una zona pluviométrica, si los valores de las estimas de sus "varianzas" $S^2(h)$ varían aleatoriamente alrededor de un único valor $\sigma'^2(h)$.

También debe observarse que los valores de las varianzas obtenidas en las estaciones del área de estudio se encuentren dentro de las franjas de control. Aquellas estaciones cuyos valores caen fuera de dicha franja pertenecen a otra zona pluviométrica.

4.6.1 ZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Para realizar este análisis se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Identificar las estaciones con que va a trabajar.
- Determinar los parámetros de cada estación (media, desviación, coeficiente de variación).
- Cálculo de la varianza ponderada.
- Aplicar la prueba del Chi-cuadrado.
- Realizar la gráfica de zonificación, que consiste en colocar en el eje de las abscisas el número de dato, y en el eje de las ordenadas las varianzas.
- Identificar las estaciones que caen en la franja de control, las mismas que corresponden a una determinada zona.

Las fórmulas que permiten la determinación de las franjas de control son las siguientes:

Calculo de la varianza ponderada.

$$\sigma'^2(h) = \frac{\sum_{j=1}^k n_j * S^2(h)}{\sum n_j}$$

Donde: $\left\{ \begin{array}{l} K = \text{Nro de estaciones} \\ S^2(h) = \text{Varianza de cada estación} \\ n_j = \text{Nro de datos que tiene cada estación} \end{array} \right.$

Se calculan los valores de la varianza $S^2(h)$, de las estaciones de estudio y el número de datos (nj), que contiene el registro de cada estación.

CUADRO 4.4
ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

ESTACION	MEDIA	DESVIACION	VARIANZA	COVARIANZA	NUMERO DE DATOS
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
CHOCLOCA	666.98	105.53	11136.207	0.158	18.00
JUNTAS	699.58	116.00	13455.773	0.166	22.00
CENAVIT	443.33	88.31	7798.061	0.199	19.00
SAN NICOLÁS	482.54	69.50	4830.895	0.144	15.00

Por lo que se tiene:

$$\sigma'^2(h) = 9690.613$$

Con el siguiente cuadro determinaremos la FRANJA DE CONTROL limitado por las curvas generado por probabilidades del 2.5 % y 97.5 % las ecuaciones teóricas son:

$$S'_{0.975}{}^2(h) = \sigma'^2(h) * \frac{0.975 * \chi^2}{n-1} \quad S'_{0.025}{}^2(h) = \sigma'^2(h) * \frac{0.025 * \chi^2}{n-1}$$

Para realizar la determinación de la zonificación pluviométrica se hace uso de la distribución del Chi-cuadrado, entrando a esta con los grados de libertad para determinar los respectivos percentiles.

A continuación se muestra la determinación de los grados de libertad.

$$v = n - 1$$

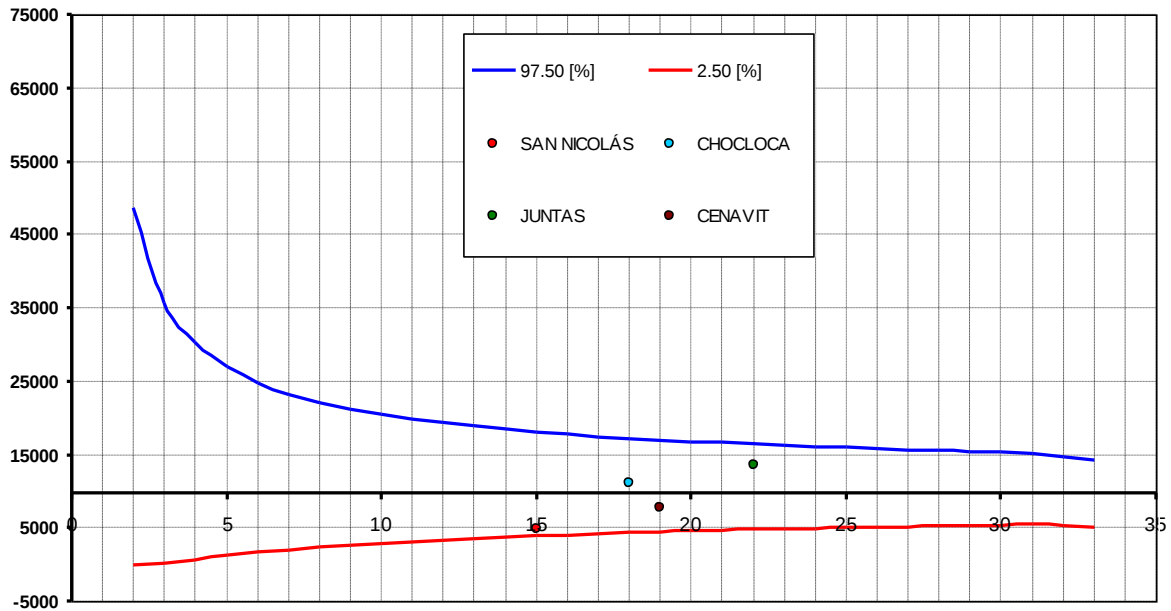
Donde "n" representa el número de datos.

TABLA 4.5
ZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Nro de Datos	$v = n-1$	PARA PROBABILIDADES DE		$S^2_{0.975}$	$S^2_{0.025}$
		97.5 [%]	2.50 [%]		
1	0	-	-	-	-
2	1	5.02	0.0010	48646.87	9.69
3	2	7.38	0.0506	35758.36	245.17
4	3	9.35	0.2160	30202.41	697.72
5	4	11.10	0.4840	26891.45	1172.56
6	5	12.80	0.8310	24807.97	1610.58
7	6	14.40	1.2400	23257.47	2002.73
8	7	16.00	1.6900	22149.97	2339.59
9	8	17.50	2.1800	21198.21	2640.69
10	9	19.00	2.700	20457.96	2907.18
11	10	20.50	3.250	19865.76	3149.45
12	11	21.90	3.820	19293.13	3365.29
13	12	23.30	4.400	18815.94	3553.22
14	13	24.70	5.010	18412.16	3734.61
15	14	26.10	5.630	18066.07	3897.01
16	15	27.50	6.260	17766.12	4044.22
17	16	28.80	6.910	17443.10	4185.13
18	17	30.20	7.560	17215.09	4309.47
19	18	31.50	8.230	16958.57	4430.76
20	19	32.90	8.910	16780.06	4544.39
21	20	34.20	9.590	16570.95	4646.65
22	21	35.50	10.300	16381.75	4753.01
23	22	36.80	11.000	16209.75	4845.31
24	23	38.10	11.700	16052.71	4929.57
25	24	39.40	12.400	15908.76	5006.82
26	25	40.60	13.100	15737.55	5077.88
27	26	41.90	13.800	15616.79	5143.48
28	27	43.20	14.600	15504.98	5240.11
29	28	44.50	15.300	15401.15	5295.23
30	29	45.70	16.000	15271.07	5346.54
31	30	47.00	16.800	15181.96	5426.74
32	31	47.00	16.800	14692.22	5251.69
33	32	47.00	16.800	14233.09	5087.57

Luego se plotean los valores;

GRÁFICA 4.2
ZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA



En el gráfico se puede observar que todas las estaciones pertenecen a una sola zona pluviométrica inicial por lo que cada una de ellas cae dentro de la franja de control, valores causales varían en un punto común. Por lo tanto debido a que las varianzas de las que están dentro varían en intervalo uno del otro, por lo que la cuenca de la que se está analizando tiene una zona pluviométrica, de estaciones las cuales son:

CUADRO 4.6
ZONA PLUVIOMÉTRICA

Zona Pluviométrica	ESTACION PLUVIOMÉTRICA
A	CHOCLOCA
	CENAVIT
	JUNTAS
	SAN NICOLÁS

Esta división de las zonas pluviométricas se lo hizo en función de la aproximación de las varianzas que tienen cada estación.

4.6.2 SUB-ZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Si se tiene un número de estaciones pluviométricas se dice que pertenecen a una misma sub-zona, si los valores estimados de la media $M(h)$, varían aleatoriamente alrededor de un único valor medio ponderado $M'(h)$, característico de la sub-zona.

También para que una estación pertenezca a una sub-zona, el estimado de la media debe encontrarse dentro de las franjas de control. Aquellas estaciones que caen fuera de dicha franja pertenecen a otra sub-zona pluviométrica.

Se hará el análisis de la sub-zonificación pluviométrica con todas las estaciones existentes.

CUADRO 4.7
PARÁMETROS DE LA ZONA PLUVIOMÉTRICA

ESTACION	MEDIA	DESVIACION	VARIANZA	COVARIANZA	NUMERO DE DATOS
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
CHOCLOCA	666.98	105.53	11136.207	0.158	18.00
JUNTAS	699.58	116.00	13455.773	0.166	22.00
CENAVIT	443.33	88.31	7798.061	0.199	19.00
SAN NICOLÁS	482.54	69.50	4830.895	0.144	15.00

Calculo de la media y desviación ponderada.

$$M'(h) = \frac{\sum_{j=1}^k M(h)_j * n_j}{\sum n_j} \quad \begin{cases} k = \text{Nro de estaciones} \\ M(h) = \text{Media de cada estación} \\ n_j = \text{Nro de datos que tiene cada estación} \end{cases}$$

$$S(h) = \frac{\sum_{j=1}^k S(h)_j * n_j}{\sum n_j} \quad \begin{cases} k = \text{Nro de estaciones} \\ S(h)_j = \text{Media de cada estación} \\ n_j = \text{Nro de datos que tiene cada estación} \end{cases}$$

La media ponderada es de 581.860 (mm.) y la desviación ponderada es 96.917 (mm). Con el siguiente cuadro determinaremos la FRANJA DE CONTROL limitado por las curvas generado por probabilidades del 2.5 % y 97.5 % las ecuaciones teóricas son:

- o Curva de seguridad superior.

$$M(h)_{0.025} = M'(h) - 1.96 * \frac{Sh}{\sqrt{n}}$$

- o Curva de seguridad inferior.

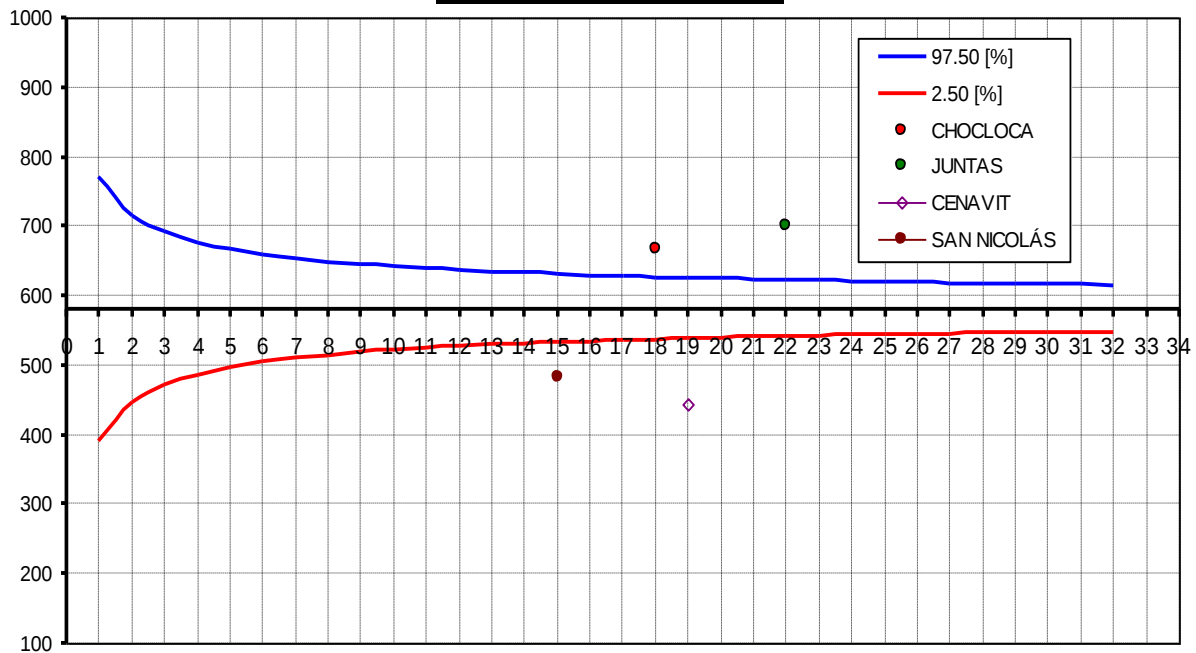
$$M(h)_{0.975} = M'(h) + 1.96 * \frac{Sh}{\sqrt{n}}$$

TABLA 4.8
SUB-ZONIFICACIÓN

Nro de Datos	v = n-1	M(h) _{0.975}	M(h) _{0.025}
1	0	-	-
2	1	771.818	391.902
3	2	716.181	447.540
4	3	691.532	472.188
5	4	676.839	486.881
6	5	666.812	496.908
7	6	659.410	504.310
8	7	653.658	510.063
9	8	649.021	514.700
10	9	645.180	518.541
11	10	641.930	521.790
12	11	639.135	524.586
13	12	636.696	527.024
14	13	634.545	529.175
15	14	632.629	531.092
16	15	630.907	532.813
17	16	629.350	534.371
18	17	627.932	535.789
19	18	626.634	537.087
20	19	625.440	538.281
21	20	624.336	539.384

Nro de Datos	$v = n-1$	$M(h)_{0.975}$	$M(h)_{0.025}$
22	21	623.312	540.408
23	22	622.359	541.361
24	23	621.469	542.251
25	24	620.635	543.085
26	25	619.852	543.869
27	26	619.114	544.606
28	27	618.418	545.303
29	28	617.759	545.962
30	29	617.135	546.586
31	30	616.542	547.179
32	31	615.978	547.743
33	32	615.440	548.280

GRÁFICA 4.3

SUB-ZONIFICACIÓN

Dado este análisis lo que corresponde es agrupar las estaciones cuya media son parecidas y calcular de nuevo, entonces (SIGUIENDO EL MISMO PROCEDIMIENTO):

En la gráfica se observa dos estaciones que están dentro de una Sub-zona pluviométrica, debido a que las medias de las que están fuera varían en intervalo uno del otro, por lo cual cada uno de las estaciones pertenecen a distinta Sub-zona pluviométrica, por lo que la cuenca de la que se está analizando tiene dos Sub-zonas pluviométricas, las cuales son:

CUADRO 4.9
PARÁMETROS DE LA ZONA PLUVIOMÉTRICA

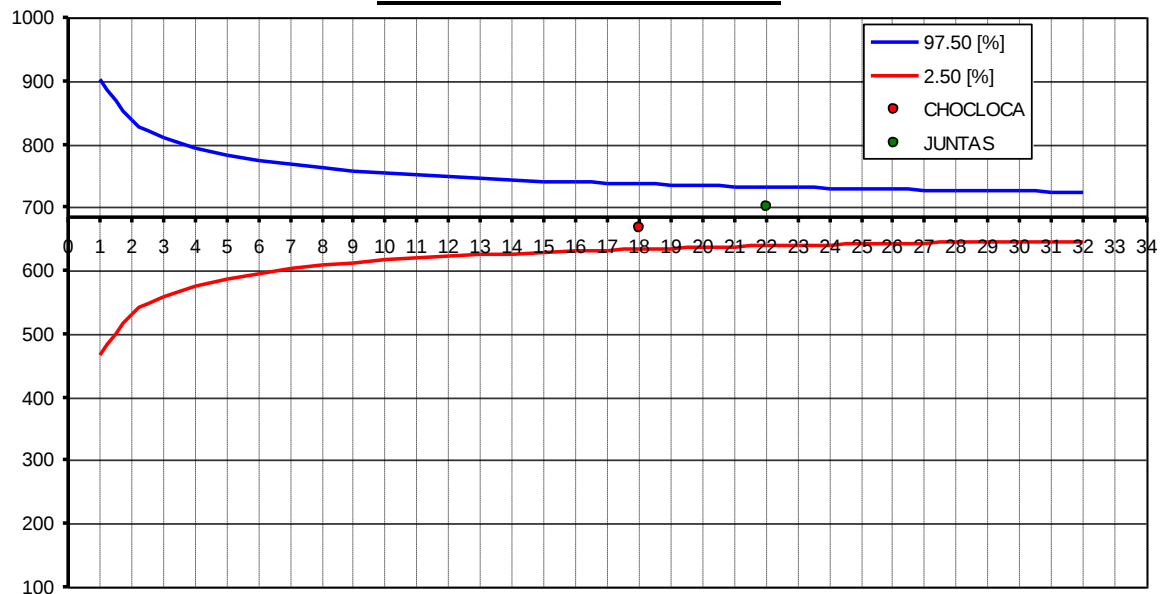
Sub-Zona Pluviométrica	ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA
A	CHOCLOCA JUNTAS
B	CENAVIT SAN NICOLÁS

Las estaciones de Chocloca y Juntas, pertenecen a una subzona pluviométrica A.

La estación de Cenavit y San Nicolás, pertenece a una subzona pluviométrica B.

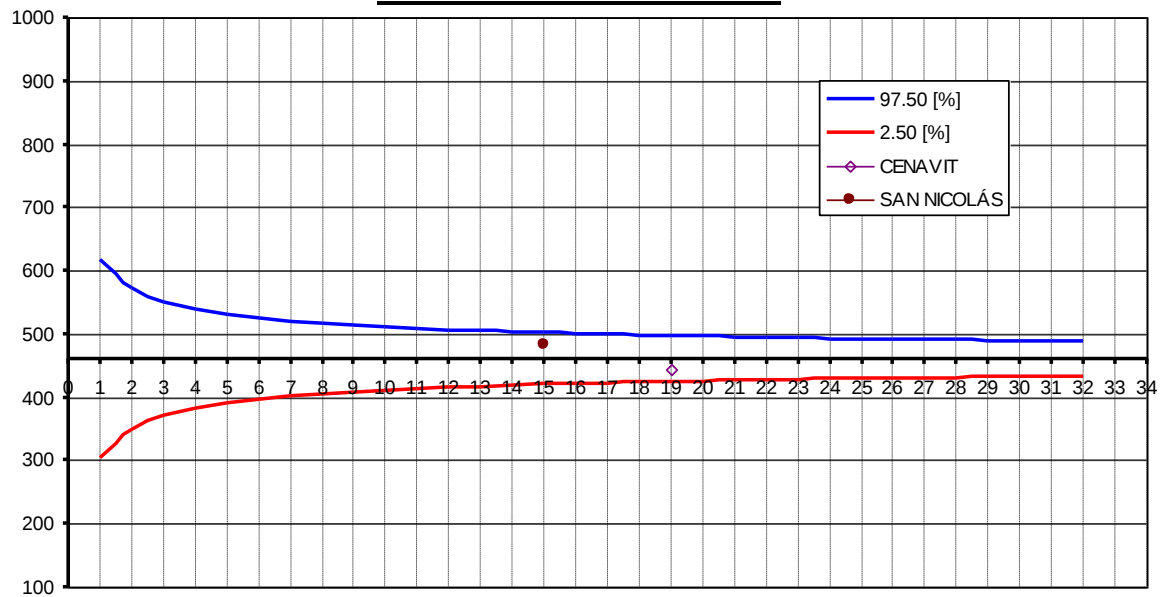
GRÁFICA 4.4

SUB-ZONIFICACIÓN A1



En este gráfico podemos observar que las dos estaciones efectivamente pertenecen a una Sub-zona pluviométrica a la cual le denominamos Sub-Zona pluviométrica A.

GRÁFICA 4.5
SUB-ZONIFICACIÓN B1



En este gráfico podemos observar que las dos estaciones efectivamente pertenecen a una Sub-zona pluviométrica a la cual le denominamos Sub-Zona pluviométrica B.

Resultados obtenidos

CUADRO 4.10
SUBZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA

ZONA PLUVIOMÉTRICA	SUB-ZONA	ESTACION PLUVIOMÉTRICA
ZONA A	SUB-ZONA A	CHOCLOCA JUNTAS
	SUB-ZONA B	CENAVIT
		SAN NICOLÁS

El estudio de sub-zonificación interrelaciona “la configuración de la zona”, que se limita a la orografía que caracterizan el lugar, se atañe este hecho a la variación hidrológica existente en una zona de estudio.

4.7 PRECIPITACIONES MÁXIMAS

4.7.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE CORTA DURACIÓN

Se analizó los valores de las precipitaciones anuales máximas en 24 horas, que se registro en la estación, donde se cuenta con 33 años de registro máximos, estos valores se muestran en el cuadro siguiente:

CUADRO 4.11

**Precipitación máxima
en 24 horas**

AÑOS	CHOCLOCA	JUNTAS	CENAVIT	SAN NICOLÁS
1975				
1976	37	56.1		
1977	48.1	79.5		
1978	51	40.4		
1979	45	44.5		
1980	56	78.2		
1981	38.5	40.5		
1982	30.2	37.2		
1983	46	49.1		
1984	30.5	46.5		
1985	53.2	62.5		
1986	60.2	60.1		
1987	34.2	55		35
1988	30	49		56
1989	32	36		49.2
1990	38.4	29		52
1991	44.3	37	43.6	
1992	26.5	36	37.4	61
1993	57.7	32	51.5	43
1994	74.8	32	40.8	43.5
1995		28	45	40
1996		33	41.5	51
1997	59	39	56.5	48
1998	40	39	33.8	53.4
1999	63	75	92	37
2000		100	71.2	126
2001		74	28	32.5
2002		39	33.5	35.2
2003	66.5	66	116.5	
2004	45.5	60	33.5	

2005	55	64	39.8	
2006	42	82	40.5	
2007	66	80	44	
2008		50.5		
2009				

Fuente: SENAMHI

La serie de datos antes presentada fue ajustada a cierta ley de distribución de probabilidad, lo que dio como resultado que se distribuyen mejor a la ley de GUMBEL, para la cual los parámetros son:

▣ Cálculo de los parámetros necesarios

Med:

$$E = \bar{x} - 0.45 S$$

Carac:

$$K = \frac{S}{0.557 * E}$$

Parámetros característicos de la estación:

CUADRO 4.12
ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Parámetros	Valores			
MEDIA	47.06	52.43	49.95	50.85
DESVIACIÓN	13.00	18.66	23.16	22.45
VARIANZA	168.87	348.29	536.44	503.84
MODA (E)	41.21	44.03	39.52	40.75
E*nro	1112.71	1452.96	671.92	611.29
CARACT. (K)	0.57	0.76	1.05	0.99
K*Nro	15.29	25.11	17.88	14.83
Nro Datos	27	33	17	15

▣ Cálculo de la moda ponderada E_d

Moda ponderada:

$$E_d = \frac{\sum E_i * n_i}{\sum n_i}$$

Moda ponderada: $Edp=41.836$

▣ Cálculo de la característica ponderada Kdp

$$\text{Característica ponderada: } Kd = \frac{\sum K_i * n_i}{\sum n_i}$$

Característica ponderada: $Kdp=0.795$

Utilizando la expresión de Gumbel modificada se obtienen las alturas de precipitación máximas diarias para diferentes periodos de retorno T.

$$hd_T = Edt * (1 + Kd \log(T))$$

Donde:

Hd_T Altura de lluvia máxima diaria para un determinado periodo de retorno T, en mm.

Edp Moda ponderada de los datos, en mm.

Kdp Característica ponderada de los datos pluviométricos, en mm.

T Período de retorno, en años.

Los resultados de aplicación de la anterior expresión se muestran en el cuadro siguiente:

Utilizando la ley de Distribución de Gumbel a partir de datos obtenidos de pluviografo:

CUADRO 4.13
LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Periodo de retorno T (Años)	Probabilidad P%	Alturas de lluvia (mm)
5	20.000	65.075
10	10.000	75.084
20	5.000	85.093
50	2.000	98.323
100	1.000	108.332

Las lluvias máximas para diferentes periodos de retorno y duración, se pueden estimar a partir de la ley de regresión de los valores modales, conociéndose el valor modal de la lluvia diaria, la expresión para dicha ley es la siguiente:

$$E_t = E_d \left(\frac{t}{t_d} \right)^\beta$$

Donde:

E_t Valor modal para un tiempo t , en mm.

E_d Moda ponderada de la lluvia diaria, en mm.

t Tiempo, en horas.

t_d Tiempo correspondiente a la duración de la lluvia diaria, en horas (12-18).

β : Coeficiente que corresponde a la pendiente de los valores modales varía de 0.2 a 0.3. (para Tarija 0,2)

El tiempo que corresponde a la lluvia diaria no es igual a la correspondiente de 24 horas, adoptándose el tiempo para una lluvia diaria igual a 12 horas, de acuerdo a relaciones encontradas por diferentes estudios realizados en la zona, por tanto se tiene:

$$E_t = E_d \left(\frac{t}{12} \right)^{0.2}$$

Remplazando en la expresión de Gumbel, se tiene:

$$P_T = E_1 * (1 + K_t \text{Log}(T))$$

Ley de Gumbel Modificada**Donde:**

ht_T = altura de lluvia máxima en un determinado tiempo

T = periodo de retorno en años

t = tiempo de duración de la lluvia

B = característica hidrológica fisiológica de la cuenca

α = Equivalente de lluvia diaria que depende de la magnitud de la cuenca:

para: $Ac > 20$ [km²] $\alpha = 12$

$Ac < 20$ [km²] $\alpha = 2$

Edp = Moda ponderada de la lluvia diaria, en mm.

Kdp = Moda ponderada de la lluvia diaria, en mm.

$$ht_T = Edp * \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta * (1 + Kdp * \log T)$$

Método analítico: Se determina el valor del coeficiente angular (β) para $t \leq 2$ hrs. aproximadamente se determina en función de los valores obtenidos de ht_T para diferentes periodos de retorno.

Por ejemplo: Precipitación de 2 hrs, para un período de retorno de 10 años:

La ecuación que corresponde es $ht_T = 4179 \left(\frac{t_i}{2} \right)^\beta (1 + 0,78 \log T) = 75,08$, entonces para

$t \leq 2$ hrs. La ecuación correspondiente es: $ht_T = 75,08 \left(\frac{t_i}{12} \right)^\beta$; aplicando logaritmos

queda: $\log ht_T = \log(75,08) + \beta \log(\log t_i - \log 2)$; finalmente se despeja el

valor de: $\beta = \frac{\log ht_T - \log(75,08)}{(\log t_i - \log 2)}$

.Se asume que para un $t = 1' = 0,017$ hrs. Se tiene un $ht_T = 1$ mm

entonces la pendiente β es: $\beta = \frac{\log(1) - \log(75,08)}{\log(0,017) - \log(2)} = 0,906$

TABLA 4.14

T (años)	Valores de β
10	0.906
20	0.932
50	0.962
100	0.983

- ✓ La ecuación para $t \leq 2$ hrs. y $T = 10$ años será: $htT = 75,08 \left(\frac{t_i}{2} \right)^{0.906}$
- ✓ La ecuación para $t \leq 2$ hrs. y $T = 20$ años será: $htT = 85,09 \left(\frac{t_i}{2} \right)^{0.932}$
- ✓ La ecuación para $t \leq 2$ hrs. y $T = 50$ años será: $htT = 98,32 \left(\frac{t_i}{2} \right)^{0.962}$
- ✓ La ecuación para $t \leq 2$ hrs. y $T = 100$ años será: $htT = 108,33 \left(\frac{t_i}{2} \right)^{0.983}$

CUADRO 4.15**LLUVIAS MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO Y DURACIÓN**

Periodo de retorno	lluvias máximas menores a la diaria (mm)							
T (años)	Duración de lluvias "t" hr.							
	0.25	0.5	1	2	4	12	20	24
10	11.42	21.39	40.07	75.08	86.25	107.44	119.00	123.42
20	12.25	23.37	44.60	85.09	97.75	121.76	134.86	139.87
50	13.29	25.90	50.46	98.32	112.94	140.70	155.83	161.62
100	14.04	27.74	54.82	108.33	124.44	155.02	171.69	178.07

Entonces la altura de precipitación será:

htT (mm) para $T_c = 0,49$ hr
27.086

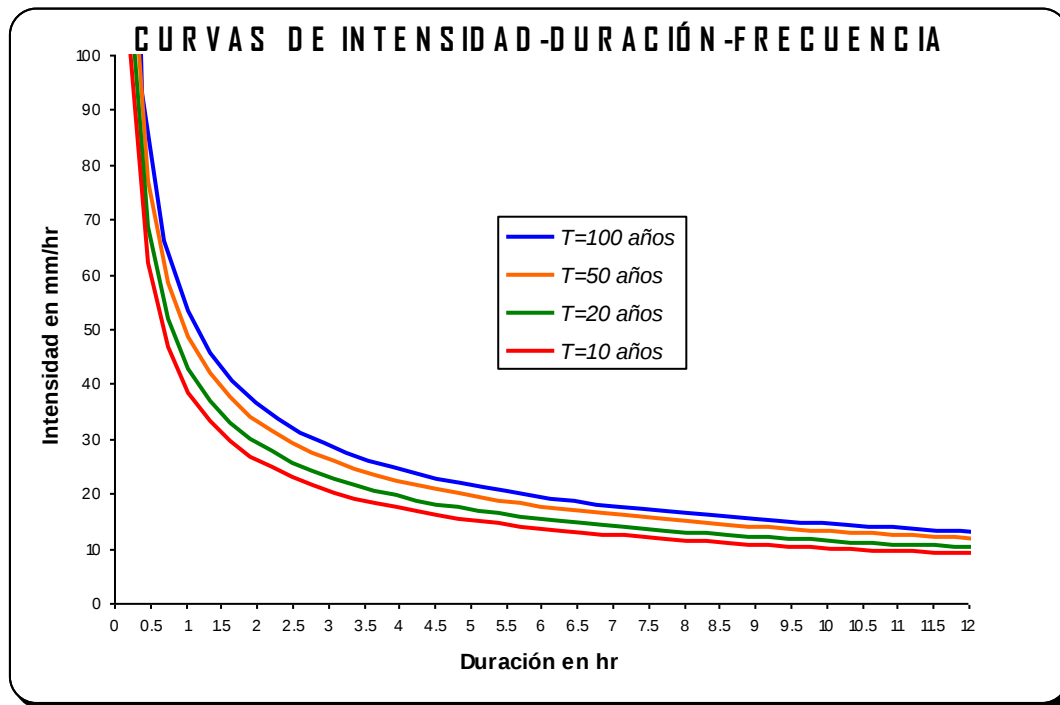
Determinación de la intensidad máxima

Con los valores de lluvias que se muestran en el cuadro 4.8 se obtienen las intensidades máximas.

CUADRO 4.16**INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO Y DURACIÓN**

Periodo de retorno T (años)	Duración de lluvias [horas]							
	0.25	0.5	1	2	4	12	20	24
10	45.66	42.78	40.07	37.54	21.56	8.95	5.95	5.14
20	49.00	46.75	44.60	42.55	24.44	10.15	6.74	5.83
50	53.16	51.79	50.46	49.16	28.24	11.72	7.79	6.73
100	56.15	55.48	54.82	54.17	31.11	12.92	8.58	7.42

Con los valores del cuadro anterior se procede a graficar las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia, las mismas que se observan a continuación.

GRÁFICA 4.6

FUENTE: Elaboración propia

4.7.2 LLUVIAS MÍNIMAS

La estimación se la realiza con la precipitación media de la cuenca y la desviación ponderada (recordando que la precipitación media es 607,503 mm).

CUADRO 4.17
ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

MEDIA	666.98	443.33	699.58	482.54
MED*Nro	12005.60	8423.30	15390.66	7238.10
DESVIACION	105.53	88.31	116.00	69.50
DESV*Nro	1899.51	1677.83	2551.98	1042.57
Nro Datos	18	19	22	15

Cálculo del desvío ponderado

Desvío ponderando:
$$Desv_p = \frac{\sum Desv_i * n_i}{\sum n_i}$$

Desvío ponderando: *Desv.p*= 96.92

Cálculo de las probabilidades con factores de riesgo y vida útil

$$P = 1 - (1 - r)^{\frac{1}{N}}$$

Donde:

r =Riesgo

N=Periodo de diseño en años

P=Probabilidad

CUADRO 4.18
RIESGO DE LLUVIA

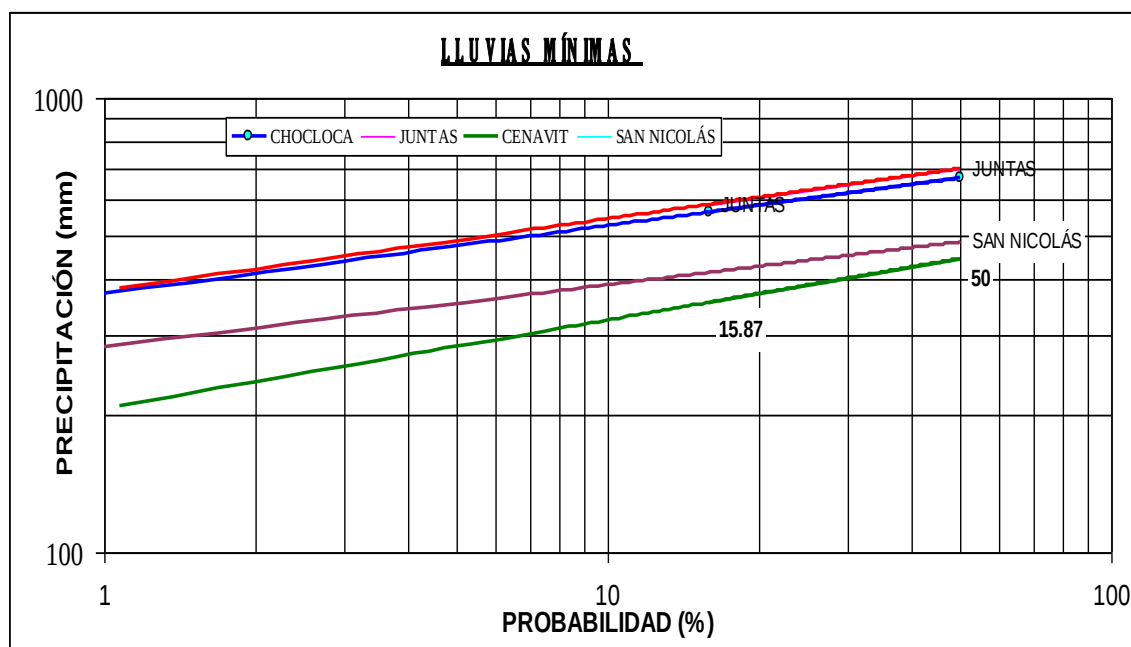
Periodo de diseño	N [años]	Riesgo (r) [%]		
		10	20	30
riesgo	20	0.525	1.110	1.768
	30	0.351	0.741	1.182

CUADRO 4.19
PARÁMETROS DE LLUVIA

ESTACION	DESVIACION	MED-DESV	MEDIA	MED+DESV
PROBABILIDAD [%]		15.87	50.00	84.13
CHOCLOCA	105.53	561.45	666.98	772.51
JUNTAS	116.00	583.58	699.58	815.57
CENAVIT	88.31	355.02	443.33	531.64
SAN NICOLÁS	69.50	413.04	482.54	552.04

Las **alturas de lluvias mínimas** se determinan en las hojas probabilísticas con probabilidades obtenidas en el anterior cuadro, previo bosquejo de la curva lineal que representa el comportamiento de las lluvias para graficar, se toma los siguientes parámetros:

GRÁFICA 4.7
MÓDULO PLUVIOMÉTRICO ANUAL



Resumen de lluvias mínimas en la cuenca

CUADRO 4.20
LLUVIA MIN. DE LA CUENCA (mm)

ESTACION	VIDA UTIL [años]	Riesgo (r) [%]		
		10	20	30
CHOCLOCA	20	336.65	376.62	403.89
	30	316.81	354.48	380.21
JUNTAS	20	340.6	383.3	412.6
	30	319.5	359.6	387.2
CENAVIT	20	183.6	212.1	232.1
	30	169.7	196.2	214.7
SAN NICOLÁS	20	260.3	288.0	306.8
	30	246.4	272.7	290.5

4.7.3 LLUVIAS MENSUALES

El periodo de lluvias generalmente se inicia en el mes de octubre y concluye en el mes de abril, concentrándose en los meses de diciembre a marzo. La cantidad de lluvia que se presenta cada estación, para este caso se asumirá la estación pluviométrica de JUNTAS que es la más representativa para la cuenca por que es el que tiene la mayor cantidad de datos de todas las que existen por esta región.

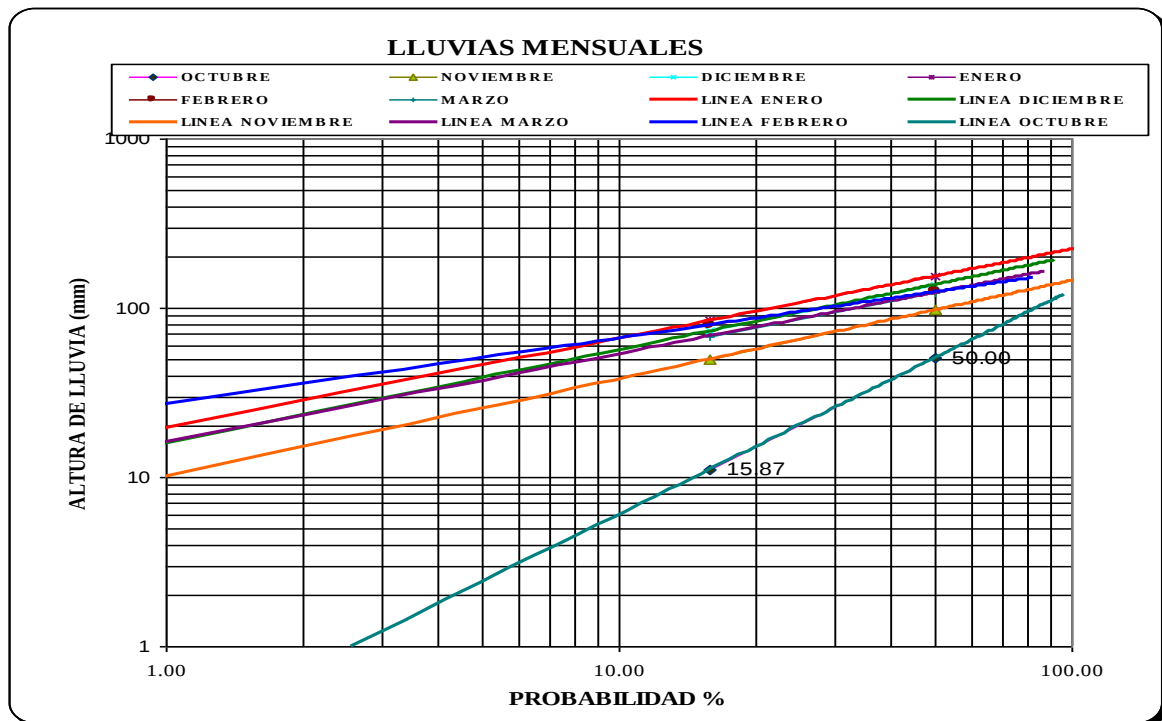
CUADRO 4.21
MEDIA Y DESVIACIÓN DE PRESIPITACIÓN MENSUAL
EN LA ESTACIÓN

MES	MEDIA	DESVIACION	MED+DESV	MED-DESV
OCTUBRE	50.59	39.49	90.08	11.10
NOVIEMBRE	97.09	47.24	144.33	49.85
DICIEMBRE	137.43	64.30	201.72	73.13
ENERO	153.97	69.95	223.92	84.03
FEBRERO	124.28	44.88	169.17	79.40
MARZO	123.33	55.31	178.64	68.02
ABRIL	31.71	23.48	55.18	8.23
MAYO	3.95	6.19	10.14	--
JUNIO	0.83	1.52	2.36	--
JULIO	0.73	1.68	2.41	--
AGOSTO	2.86	4.78	7.64	--
SEPTIEMBRE	11.35	12.49	23.83	--

Con la media y media menos la desviación se grafica una recta para cada mes que entre dentro de nuestro papel logarítmico y tales lluvias corresponden a los meses de OCTUBRE a MARZO.

En base al gráfico de la siguiente página calculamos lluvias mensuales en mm para el 75 y 85 % de probabilidad: (se entra a la gráfica con el 15 y 25%)

GRÁFICA 4.8



CUADRO 4.22

M E S	Lluvias a la probabilidad en [%]	
	75%	85%
OCTUBRE	20.24 mm	10.30 mm
NOVIEMBRE	64.90 mm	48.24 mm
DICIEMBRE	93.88 mm	70.90 mm
ENERO	106.81 mm	81.57 mm
FEBRERO	94.83 mm	77.68 mm
MARZO	86.09 mm	66.06 mm

FUENTE: Elaboración propia

4.8 CAUDALES MEDIOS MENSUALES

Al no contar con datos hidrométricos en el lugar de captación, se utilizaron métodos que se basan en el uso de la información de estaciones de apoyo, los mismos que se describen a continuación; no se utilizaron modelos matemáticos porque se tiene una estación hidrométrica en San Nicolás que se encuentra dentro de la cuenca.

Datos de lluvias mensuales promedios de la estación cerca de la zona del proyecto.

CUADRO 4.23
ALTURA DE PRECIPITACIÓN (mm)

AÑO	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	TOTAL
79-80	0,0	0,0	1,0	4,5	1,5	22,0	159,0	66,5	177,0	43,8	75,1	39,3	589,7
80-81	2,1	1,2	5,0	0,0	6,8	48,7	75,7	148,1	91,6	66,1	85,9	28,5	559,7
81-82	0,0	7,0	1,3	0,0	8,5	44,0	47,5	133,4	104,8	100,2	71,9	9,3	527,9
82-83	2,0	0,0	3,8	13,4	3,7	60,9	73,3	123,1	102,9	118,7	128,9	15,0	645,7
83-84	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	67,8	26,7	43,7	143,7	152,5	60,5	1,0	498,4
PROM	0,8	1,6	2,2	3,6	4,6	48,7	76,4	103,0	124,0	96,3	84,5	18,6	564,3

A, partir de los datos de precipitación, se puede realizar un ajuste de caudales

$$Q = (a + \ln P) \cdot e^{-0.015x}$$

CUADRO 4.24
AJUSTE DE CAUDALES

AÑO	Q ₀	P (mm)
79	3,9542	589,7
80	3,6863	559,7
81	4,7148	527,9
82	3,0188	645,7

Los caudales se generan a partir de aforos que se realizan en los ríos, estas mediciones deben cumplir las siguientes condiciones.

- Se deben medir todos los días.
- Las mediciones se deben efectuar en el mismo lugar.
- Se lo debe realizar la mayor cantidad de tiempo posible.

A continuación se muestra los métodos mejor conocidos en el cálculo de los caudales medios mensuales:

Método del proyecto Hidrométrico Centro Americano

Se basa en una relación entre las áreas, precipitaciones y caudales existentes en las cuencas a analizar. El correspondiente cálculo se realizó con la siguiente fórmula.

$$Q_x = Q_d \frac{P_x A_x}{P_a A_a}$$

Método de Transporte de Información Hidrométrica

Este método se basa en la relación de áreas de las cuencas analizadas y el volumen escurrido en la cuenca de apoyo. El correspondiente cálculo se realizó con la siguiente fórmula:

$$Q_x = Q_d \frac{A_x}{A_a}$$

Donde:

Q_x	=	Caudal estimado de la cuenca analizada, en m ³ /s
Q_d	=	Caudal en la cuenca de apoyo; en m ³ /s
P_x	=	Precipitación de la cuenca analizada, en mm
P_a	=	Precipitación de la cuenca de apoyo, en mm
A_x	=	Área de la cuenca analizada, en Km ²
A_a	=	Área de la cuenca de apoyo; en Km ²

En las páginas siguientes se tienen calculados los caudales medios mensuales usados para el proyecto:

4.8.1. CAUDALES MÍNIMOS

Para encontrar caudales mínimos por el método de pérdidas necesitamos caudales aforados en la cuenca, si no se tiene datos de aforos se puede realizar una similitud de cuencas, siempre y cuando tengan la misma altitud, tipo de suelo y estén relativamente

cerca, para este proyecto se realizó una similitud entre la cuenca del río Camacho a la altura de San Nicolás y la cuenca que pertenece a la del río Camacho.

Para determinar **probabilidades** se emplea la siguiente fórmula:

$$P = 1 - (1 - r)^{\frac{1}{N}}$$

Donde: $\left\{ \begin{array}{l} r = \text{Riesgo} \\ N = \text{Periodo de diseño en años} \\ P = \text{Probabilidad} \end{array} \right.$

CUADRO 4.25

Probabilidad (%)			
N [años]	Riesgo (r) [%]		
	10	20	30
20	0.525	1.110	1.768
30	0.351	0.741	1.182

DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES DE LA PRECIPITACIÓN MÍNIMA ANUAL

En base a parámetros anteriormente definidos los valores mínimos anuales para la cuenca de la quebrada Cabildito, para diferentes periodos (N) y riesgos de ocurrencia (r).

CUADRO 4.26

DATOS PRECIPITACIÓN (mm)

Año	PADCAYA
79-80	779,4
80-81	749,5
81-82	615,7
82-83	678,2
83-84	650,0
84-85	
86-87	607,1
87-88	604,5
88-89	683,0
89-90	546,0
90-91	673,0
91-92	709,1
92-93	536,3
97-98	
98-99	666,7
99-00	874,3
00-01	
01-02	813,2
MEDIA	669,49
MED*Nro	9372,80
DESVIACION	90,58
DESV*Nro	1268,08
Nro Datos	14

Presipitacion media de la cuenca.

Med.C= 607,50

Desviacion Estandar ponderada.

$$Desv_p = \frac{\sum Desv_i * n_i}{\sum n_i}$$

Desv.p= 90,58

LLUVIAS MÍNIMAS EN LA CUENCA.

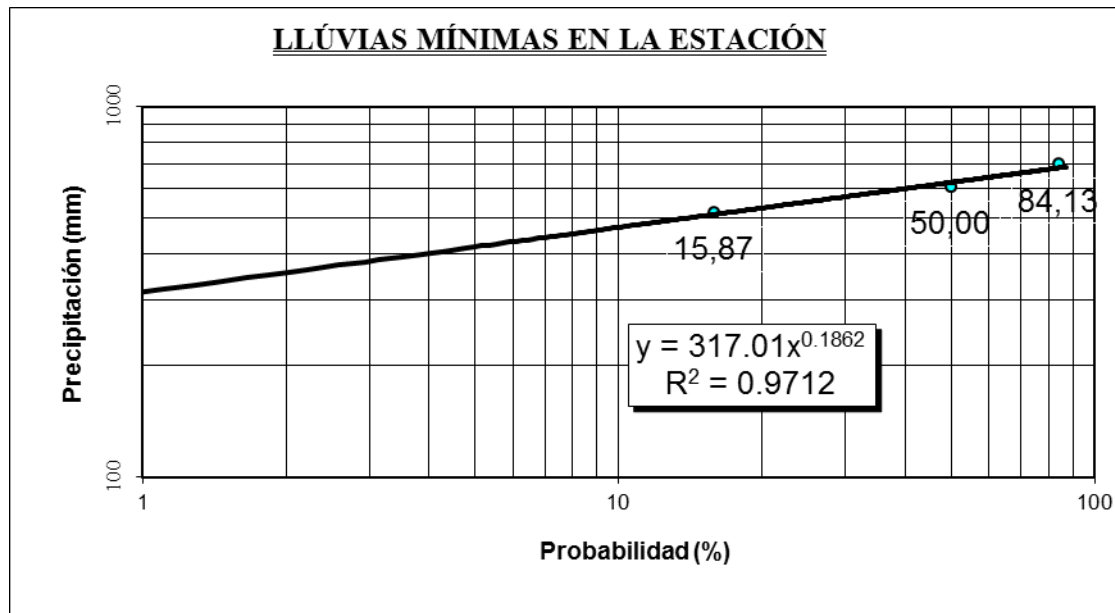
Las **alturas de lluvias mínimas** se determinan en las hojas probabilísticas con probabilidades obtenidas en el anterior cuadro, previo bosquejo de la curva lineal (en papel probabilístico) que representa el comportamiento de las lluvias, los valores de la **media y desviación estándar**.

CUADRO 4.27

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

ESTACIÓN (mm)	DESVIACIÓN	MED-DESV	MEDIA	MED+DESV
CHOCLOCA	90,58	516,92	607,50	698,08
PROBABILIDAD [%]	15,87	50,00	84,13	

GRÁFICA 4.9



Reemplazando en la ecuación para un N=20años y un r=30%

PRECIPITACIONES PROBABILÍSTICAS (mm).

La disponibilidad de agua es constante a lo largo de todo el año bajando considerablemente en época de estiaje.

CUADRO 4.28**PRECIPITACIONES PROBABILÍSTICAS (mm).**

ESTACIÓN	N [años]	Riesgo (r) [%]		
		10	20	30
PADCAYA	20	281,441	323,469	352,769
	30	261,018	300,051	327,297

Asumiendo un N=20 años y un r=30%

P= 1.768%

Ax, Área de la cuenca analizada, en Km2

Aa, Área de la cuenca de apoyo; en Km2

$$Q = Q_0 e^{-at} \quad Q = (a + \ln P) \cdot e^{-0.015t}$$

$$\begin{cases} Aa = 738,5 \text{ Km}^2 \\ Ax = 2,132 \text{ Km}^2 \end{cases}$$

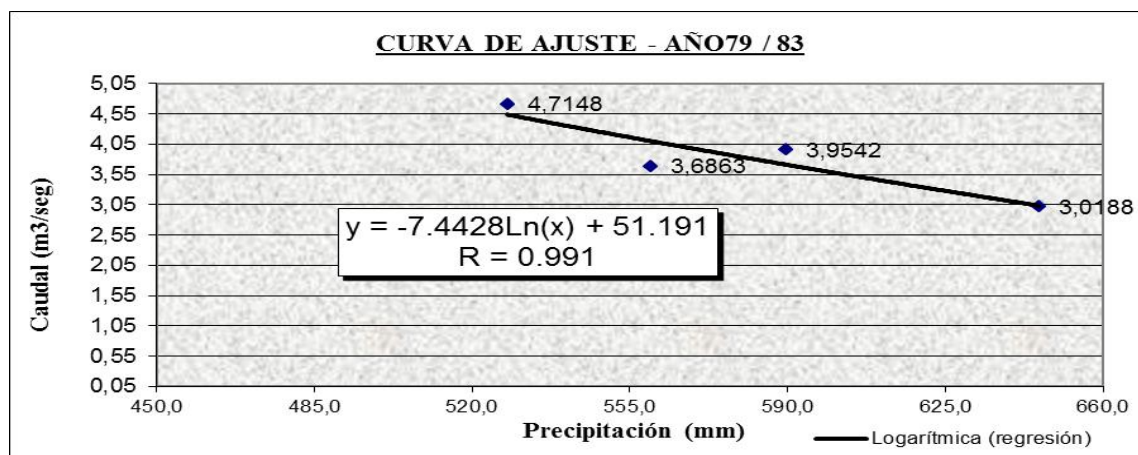
Se basa en una relación de áreas, precipitaciones y caudales existentes en las cuencas a analizar, el cuadro siguiente muestra valores de caudales que se han obtenido a partir de la curva de ajuste.

Coefficiente de relación de cuencas

R=0,0029

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 8,506 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$$

Este método se basa en la relación de áreas de las cuencas analizadas y el volumen escurrido en la cuenca de apoyo.

GRÁFICA 4.10

CUADRO 4.29
CAUDALES MÍNIMOS

CAUDAL	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.
m3/s	8,506	8,611	8,324	7,675	6,980	6,748

Alturas de precipitaciones estimadas por año:

CUADRO 4.30
PRECIPITACIONES

AÑO	P anual
79-80	589,7
80-81	559,7
81-82	527,9
82-83	645,7
PROM	564,3

Precipitación a la probabilidad 1,768 %

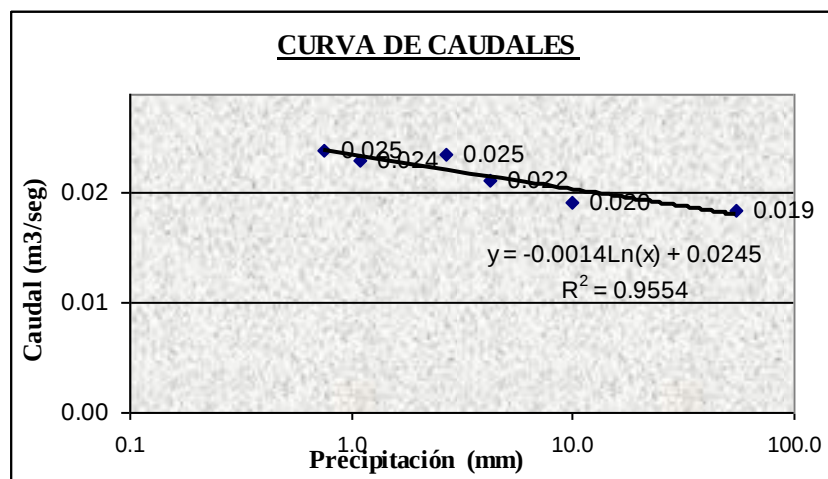
Ecuación de probabilidad

P prob = $445.14 x^{0.0835}$

Correlación R = 0.9633

A continuación se muestra una relación entre caudal y precipitaciones, para el cual se usa los caudales de estiaje probabilísticos para ver si se ajusta a la ecuación general, dando una correlación alta por lo que se puede decir que son aceptables.

GRÁFICA 4.11
CAUDALES VS PRECIPITACIÓN



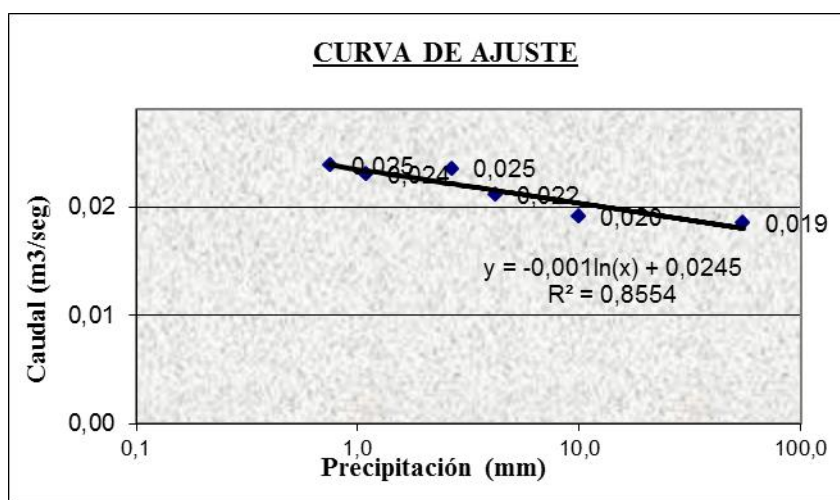
Se dispone de lluvias mensuales promedios que son:

CUADRO 4.31
LLUVIAS MENSUALES PROMEDIOS

AÑO	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	TOTAL
87-88	1,0	0,0	8,0	0,0	0,0	33,0	82,0	31,0	202,0	102,0	108,5	37,0	604,5
88-89	0,0	6,0	0,0	0,0	12,0	48,0	45,0	205,0	111,0	99,0	109,0	48,0	683,0
89-90	5,0	0,0	0,0	10,0	0,0	47,0	98,0	100,0	104,0	121,0	57,0	4,0	546,0
90-91	5,0	0,0	0,0	3,0	7,5	41,0	144,0	87,0	123,0	134,0	98,5	30,0	673,0
91-92	2,0	0,0	0,0	0,0	5,0	90,5	89,0	79,0	158,7	148,9	136,0	0,0	709,1
01-02	0,0	0,0	0,0	6,0	7,5	68,5	46,5	245,5	60,7	176,5	175,0	27,0	813,2
PROM	2,7	0,7	1,1	4,2	9,9	55,0	74,2	106,0	136,3	103,9	96,3	23,1	613,2

En esta gráfica se puede ver la curva de ajuste de caudales probabilísticos.

GRÁFICA 4.12



El siguiente cuadro muestra los caudales promedio de la cuenca muy similar aforados a la altura de San Nicolàs, a partir de los cuales se supone la utilizar una similitud de cuencas.

Aa= 738,5 Km2
Ax= 2,132 Km2

CUADRO 4.32
CAUDALES MEDIOS MENSUALES

CAUDAL	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR
Q (m3/s)	8.506	8.611	8.324	7.675	6.98	6.748	6.235	32.94	39.44	49.29	45.22	42.75

Se basa en una relación entre las áreas, precipitaciones y caudales existentes en las cuencas a analizar.

CUADRO 4.33
CAUDALES MEDIOS PROBABILÍSTICOS

CAUDAL	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	TOTAL
TIEMPO	15	45	75	105	135	165	195	225	255	285	315	345	365
m ³ /s	0.025	0.025	0.024	0.022	0.020	0.019	0.018	0.095	0.113	0.142	0.130	0.123	0.063

Al realizar una comparación los caudales medios probabilísticos con datos de caudales que se aforo a la altura de la obra de toma se obtienen datos muy aproximados por lo tanto son valores aceptables.

CUADRO 4.34
CAUDALES AFORADOS

CAUDAL	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.
Q (m ³ /s)	0.023	0.022	0.023	0.020	0.021	0.021	0.019

La información de datos (aforos) se recopiló del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), habiendo tomado para la estación San Nicolás su precipitación media y para el lugar donde se emplazara la obra.

4.9 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO

En cuanto se refiere al estudio de crecidas y los datos disponibles para evaluar el mismo, es conveniente su determinación por el método racional; el método plantea la ecuación del caudal máximo con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{e * I * A}{3.6}$$

Donde:

- e Coeficiente de escorrentía
- I Intensidad de precipitación para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/hr.
- A Área de la cuenca, en Km²

Uno de los problemas más gravitantes de la fórmula es obtener las intensidades de precipitación en función de las lluvias, para lo cual se seleccionan las precipitaciones máximas diarias de diferentes años de registro y se estima a partir de ellas las intensidades, para después aplicarlos a la fórmula racional.

4.9.1 DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD MÁXIMA

Con los valores de las lluvias máximas que se muestran en el cuadro N° 4.15 se obtienen las intensidades máximas.

CUADRO 4.35
INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO Y DURACIÓN

Periodo de retorno T (años)	Duración de lluvias [horas]							
	0.25	0.5	1	2	4	12	20	24
10	45.66	42.78	40.07	37.54	21.56	8.95	5.95	5.14
20	49.00	46.75	44.60	42.55	24.44	10.15	6.74	5.83
50	53.16	51.79	50.46	49.16	28.24	11.72	7.79	6.73
100	56.15	55.48	54.82	54.17	31.11	12.92	8.58	7.42

El método racional plantea un cálculo con coeficientes de escorrentía con la siguiente tabla:

TABLA 4.36**COEFICIENTES DE ESCORRENTIA PARA SER USADOS EN EL MÉTODO RACIONAL**

Características de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes							
<i>Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
<i>Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Áreas de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

FUENTE: HIDROLOGIA APLICADA DE VEN TE CHOW

Considerando un periodo de retorno igual a 100 años, de la curva de la intensidad correspondiente a $T = 100$ y con un tiempo de concentración de 0.4 hr, se obtiene una intensidad máxima de 85.99 mm/hr, el área de la cuenca es de $2,13\text{Km}^2$ y el coeficiente de escorrentía se tomo en función de la siguiente distribución de las características específicas de la zona:

CUADRO 4.37
COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA

Tipo de Cobertura	Pendiente	Coef. de escorrentía	Área (%)
Cultivos	2-7%	0.51	25
Pastizales	2-7%	0.49	40
Bosques	2-7%	0.47	35
Coef. de escorrentía medio		0.488	

Valores con los que calculamos el caudal de crecida con la fórmula racional:

$$Q = \frac{e * I * A}{3.6}$$

$$Q_{\max} = 24,83 \text{ m}^3/\text{seg}$$

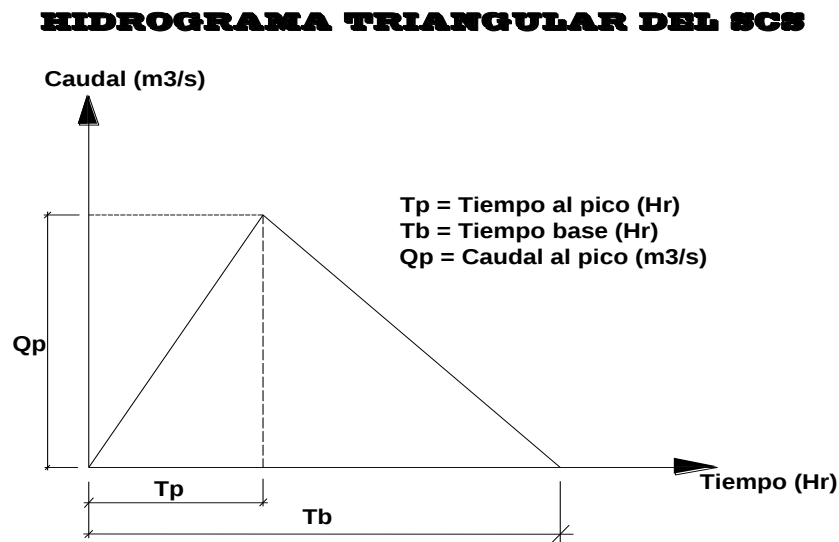
Para la estimación de los caudales de crecida, se definió en principio la tormenta de proyecto y luego usando métodos semi-empíricos como el racional y el de los caudales específicos, se calculó la crecida correspondiente.

4.10. MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Método Hidrograma sintético Triangular del Soil Conservation Service (S.C.S.)

El Hidrograma Unitario de una cuenca es el que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación de magnitud y duración determinada.

Estima una determinada crecida, si las condiciones físicas de la cuenca son constantes, entonces los hidrogramas de lluvias parecidas, deben ser parecidos en cuanto a forma, pero no en cuanto a magnitud.



$$Qp = \frac{2.08 * Ac * h_n}{Tp}$$

Donde:

Ac = área de la cuenca (Km²)

h_n = altura de lluvia neta en (cm)

Qp = caudal al pico (máximo (m³/s))

Tp = tiempo al pico (hr)

$$Tb = 2.67 * Tp$$

Donde:

Tb = tiempo base.

Tp = tiempo al pico (hr)

Tp (hr)	Tb (Hr)
2.79	7.46

$$Tp = \frac{D}{2} + 0.6 * Tc$$

Donde:

D = duración de la lluvia (5 horas)

Tc = tiempo de concentración

Tp = tiempo al pico (hr)

D (Hr)	Tc (Hr)	Tp (Hr)	Ac (km2)	hn (cm)	Qp (m3/seg)
5.00	0.49	2.79	2.13	2.71	4.30

CÁLCULO DE CAUDALES MEDIANTE DIFERENTES FORMULAS Y AUTORES

Formula de Kuichling

$$Q = \left(\frac{1246}{A + 440} + 0.22 \right) A$$

Donde :

A = superficie de la cuenca en Km2

Q = caudal máximo en m3/seg.

A (km2)	Q (m3/seg)
2.13	6.4773633

Formula de Dickens

$$Q = 6.90A^{3/4}$$

Donde :

A = superficie de la cuenca en Km²

Q = caudal máximo en m³/seg.

A (km ²)	Q (m ³ /seg)
2.13	12.174174

Formula de Gauguillet

$$Q = \frac{25A}{5 + \sqrt{A}}$$

Donde :

A = superficie de la cuenca en Km²

Q = caudal máximo en m³/seg.

A (km ²)	Q (m ³ /seg)
2.13	8.250599

RESUMEN DE CAUDALES DE CRECIDAS

Método	Caudales (m ³ /s)
Formula Racional	24.83
Hidrograma triangular	4.30
Formula de Kuichling	6.48
Formula de Dickens	12.17
Formula de Gauguillet	8.25
Prom.	14.008

El caudal de diseño estimado se tomo de la fórmula racional por ser la más confiable, para un periodo de retorno de 100 años es de:

Caudal de diseño (m ³ /s)
24.83

5.1 DESCRIPCIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

El sistema cuenta con una obra de captación en margen del lecho de la quebrada, la misma que consta de un atajo con material del cauce como ser piedras, arena y ramas con una longitud de 15 m, cuya función es el desvío de las aguas al canal de conducción.

Con este tipo de obra el caudal ingresa mediante un muro medio de tierra encausador (rústico) captando aguas superficiales dirigiéndolo al canal de conducción.

La operación en esta obra está sujeta a constantes trabajos de reconstrucción y habilitación por los continuos deterioros que ocasionan las crecidas y rellenos, además presenta problemas de pérdidas por infiltraciones y rebalses que no permiten un buen funcionamiento.

La obra de toma se puede asumir que tiene una capacidad de captación para un valor de caudal hasta 18 lts/seg. y no presenta obras de protección de ningún tipo con el consiguiente mal funcionamiento con pérdidas por infiltraciones, siendo el mismo de carácter rústico.

Diseños hidráulicos y estructurales

Para este proyecto, se propone la implementación de un sistema de microriego, la construcción de obras civiles con las que se logrará una de las metas de este proyecto, teniendo cada una su justificación y de acuerdo a las características del terreno y que se adecuen mas a las costumbres del comunario, como así también de acuerdo a la factibilidad técnica.

5.2 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño para este proyecto, ha sido adoptado de acuerdo a las áreas de riego y oferta de agua, tanto en época de estiaje como en época lluviosa, además, considerando las áreas de cultivo, en verano, si bien se tiene un área de riego actual de 13.5 Has, teniendo un área incremental de 81.5 Has, y la demanda de agua para los meses mas secos (Diciembre) es de 17.492 Lt/seg. por lo que se adopta como caudal de diseño 18 lt/seg. Por cuestión de seguridad.

Para determinar el caudal de diseño, se debe inicialmente observar cual de los caudales de demanda máxima en (lts/seg./ha) en la hoja electrónica del Pronar (anexo N°4).

En el presente caso está en el mes de diciembre con un caudal de $Q = 0.206$ (lts/s/has)

$$Q_1 = 0.206 * 95 \text{has} = 19.37 \text{ (l/s)}$$

Pero este caudal está en un día de riego pero si se riega en solo 18hrs como normalmente se asume entre (12 a 18hrs) para la zona tendrá:

$$Q_d = 19.37 * 24 / 12 = 26.09 \text{ ltrs/s}$$

Como en la época de crecidas aumenta el caudal en el ingreso del canal, si se diseña con un canal pequeño no alcanza el agua y este tarda aproximado a las áreas de cultivo, por esta razón se tomo un caudal a partir de la demanda.

$$\text{Asumimos } Q_d = 30 \text{ ltrs/s}$$

5.3 OBRA DE TOMA

La planificación de las obras que se proyectaran en el presente trabajo, tienden a mejorar y optimizar el sistema actual, teniendo en cuenta las características de la quebrada, evitar cambios significativos en el trazo del canal principal y la definición de un número limitado de cámaras de derivación que permita la entrega de agua a las parcelas en forma ordenada.

Toma lateral, es la más conveniente según las condiciones topográficas económicas e hidrológicas ya que la principal fuente de la cuenca es precisamente la quebrada, que pese a su régimen de caudales un tanto irregular, sus caudales mínimos garantizan los requerimientos del sistema. La obra de toma esta constituida por:

- Un orificio con rejilla que se conecta directamente al canal principal. el orificio captara las aguas de las crecidas en forma perpendicular al flujo, minimizando el ingreso de los sedimentos.

- Un azud enterrado que en época de crecida no soporta la fuerza de impacto del escurrimiento superficial ya que el caudal pasa por encima sin afectar la estructura. La finalidad de este azud es de mantener la cota en la sección de la toma lo más estable posible, para evitar que el orificio de entrada quede muy por encima del nivel del lecho después de las crecidas. Se adopto una longitud del azud de 10m que es el ancho de la sección de la quebrada.

5.3.1 CÁLCULO HIDRÁULICO

El caudal que pasa por el orificio lateral en época de estiaje, se puede calcular como un vertedor rectangular de pared gruesa, de tal manera que se usan las ecuaciones:

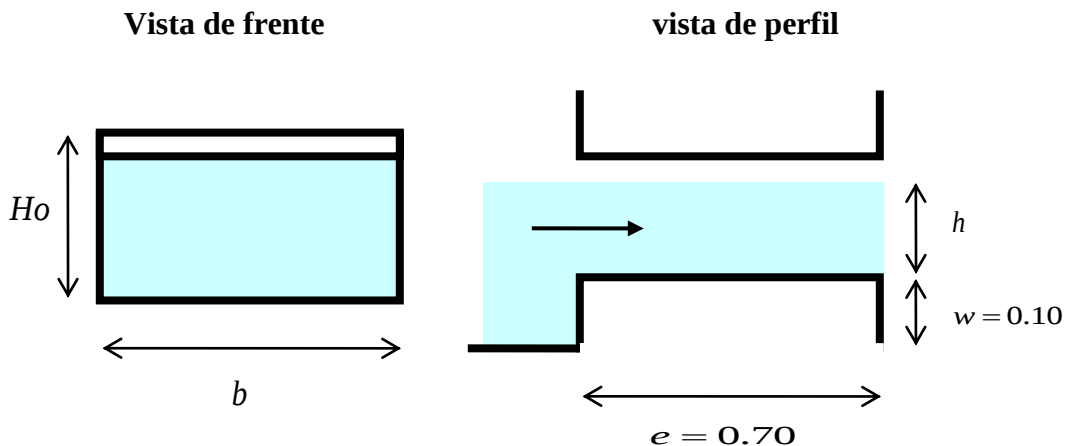
$$Q = \beta * C * b * h^{\frac{3}{2}}$$

$$\beta = 0.7 + \frac{0.185}{\frac{e}{h}}; \quad C = \frac{2}{3} * \sqrt{2g * \mu}$$

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 * \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] * \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

- Q caudal de diseño de la obra de toma, en m³/seg.
- b ancho del orificio, en m
- h altura del agua entrando por el orificio, en m
- β Coeficiente de reducción por cresta de arista no afilada (gruesa)
- C coeficiente de descarga del vertedor, en función de μ
- e ancho de la cresta del vertedor, en m
- μ Coeficiente de gasto de Rehbock, válido para:
 $0.01\text{m} \leq h \leq 0.80\text{ m}; B \geq 0.30\text{ m}; w \geq 0.06\text{ m}$



DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA CON TOMA LATERAL

DATOS:

Caudal de crecida "Qmax" =	24.83 m ³ /seg.
Ancho del río "B" =	15 m
Caudal de demanda "Qd" =	30 lt/seg.
Altura del azud "P" =	1.2 m
Pendiente del río "S" = %	0.01

1) DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE SOCAVACIÓN

Formula de Lacey

$$Ds = 1.35 \left(\frac{q^2}{f} \right)^{1/3}$$

q= Caudal Unitario = Qmax/B

$$q = \frac{24.830 \text{ m}^3/\text{s}}{15 \text{ m}} = 1.655 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

f=factor de Lacey (depende del suelo de cimentación)

CUADRO 5.1
Valores del factor Lacey

MATERIAL	VALOR DE f
Rocas Masivas (diámetro 70 cm)	40
Rocas	38
Pedrones y lajas	20
Piedras y lajas	6
Piedras pequeñas y gravas gruesas	4.7
Arenas gruesas	1.52
Arenas Medianas	1.3
Limos estándar	1
Limos finos	0.85

Fuente: Pronar

$$Ds = 1.35 \left(\frac{1.65^2}{38} \right)^{1/3} = 0.696 \text{ m}$$

Factor de ajuste de socavación

$$Dsa = Ds \cdot ksa$$

CUADRO 5.2
Valores del factor Ksa

Tipo de tramo	Ksa
Tramo recto/ curvas moderadas	1.5
Ángulos rectos/ curvas pronunciadas	2
Aguas arriba de las pilas	2
Aguas arriba de deflectores	2.5

Fuente: Pronar

$$Dsa = 0.696 \cdot 1.5$$

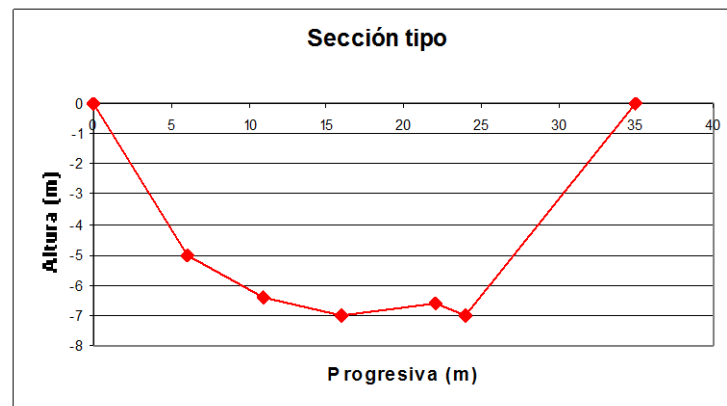
$$Dsa = 1.044 \text{ m}$$

Dsa=Altura de socavación a partir del tirante máximo Ymax

Calculo del Tirante Máximo "Ymax"

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \cdot A$$

Determinación de la altura de socavación



$$A_{\max} = 32 \cdot Y_{\max}$$

$$P_{\max} = 32 + 2 \cdot Y_{\max}$$

$n = 0.030$ (para río de montaña con grava, cantos y rocas)

$$24.83 = \frac{1}{0.030} \left(\frac{15 \cdot Y_{\max}}{15 + 2 \cdot Y_{\max}} \right)^{2/3} \cdot (0.01)^{1/2} \cdot A$$

$$Y_{\max} = 0.687 \text{ m}$$

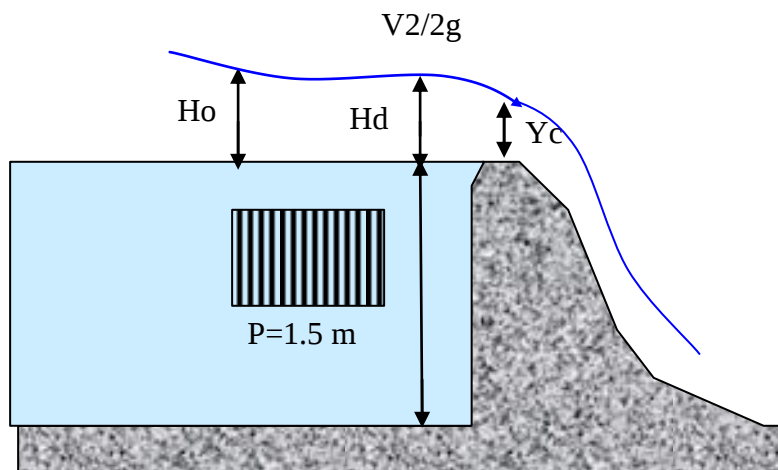
Calculo de la profundidad de socavación por debajo del lecho del río "ds"

$$ds = Dsa - Y_{\max}$$

$$ds = 1.044 - 0.687 = 0.363 \text{ m}$$

La característica del terreno de la zona es que el terreno presenta roca, la superficie esta compuesta por naturaleza de suelo de roca.

2) CARGA HIDRÁULICA SOBRE EL AZUD



Cálculo del Tirante critico

$$Y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

$$Y_c = \left(\frac{1.655^2}{9.81} \right)^{1/3} = 0.654 \text{ m}$$

$$1.3Y_c \leq H_o \leq 1.5Y_c \Rightarrow \text{Suposición}$$

$$H_o = 1.3 \cdot 0.654 = 0.849 \text{ m}$$

$$H_o = H_d + \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

v= velocidad de aproximación al vertedero

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{24.83}{15 \cdot (1.2 + H_d)}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{0.13965}{(1.2 + H_d)^2}$$

$$0.849 = H_d + \frac{0.13965}{(1.2 + H_d)^2}$$

Iterando:

$$H_d = 1.049 \text{ m}$$

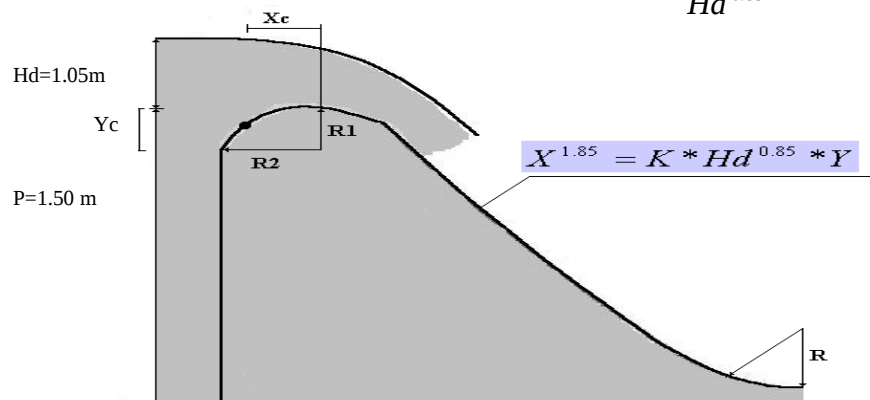
3) DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA DEL VERTEDERO

$$X^n = K \cdot H_d^{n-1} \cdot Y$$

Pendiente vertical del talud La ecuación se transforma:

$$X^{1.85} = 2.0 \cdot H_d^{0.85} \cdot Y$$

$$Y = -0.5 \cdot \frac{X^{1.85}}{H_d^{0.85}}$$



$$\begin{array}{ll}
 X_c = 0.283 * H_d & X_c = 0.283 * 1.05 = 0.297 \text{ m} \\
 Y_c = 0.126 * H_d & Y_c = 0.126 * 1.05 = 0.132 \text{ m} \\
 R_1 = 0.530 * H_d & R_1 = 0.530 * 1.05 = 0.557 \text{ m} \\
 R_2 = 0.234 * H_d & R_2 = 0.234 * 1.05 = 0.246 \text{ m} \\
 R_1 - R_2 = 0.296 * H_d & R_1 - R_2 = 0.296 * 1.05 = 0.311 \text{ m}
 \end{array}$$

Y	-0.240	-0.480	-0.720	-0.960	-1.200
X	0.688	1.000	1.246	1.455	1.642

Longitud de la base del azud

$$L_T = 1.64 + X_c = 1.64 + 0.297 = 1.939 \text{ m}$$

CÁLCULO DE LA OBRA DE TOMA

Obra de toma lateral como orificio

$$A_{or} = \frac{Q_d}{V_e}$$

A_{or} = Área neta del orificio

Q_d = Caudal de demanda o diseño

V_e = Velocidad de ingreso 0.5 < V_e < 1 m/s

$$A_{or} = \frac{0.03}{0.90} = 0.03 \text{ m}^2$$

$$A_{ge} = K_{tr} \cdot K_l \cdot A_{or}$$

A_{ge} = Área bruta

K_{tr} = 1.3 Coeficiente de taponamiento por rejilla

K_l = 1.35 Coeficiente de contracción

$$A_{ge} = 1.3 * 1.35 * 0.03 = 0.05 \text{ m}^2$$

se asume: por motivos constructivos:

$$a = 0.4 \text{ m} \quad b = 0.05 / 0.4 = 0.13$$

$$a = 0.4 \text{ m} \quad b = 0.4 \text{ m}$$

Cálculo de Pérdidas localizadas

Pérdidas por entrada

$$h_e = \frac{Qd^2}{2 \cdot g \cdot Aor^2 \cdot Cd} \quad \text{donde } Cd = 0.80 \text{ (arista viva) Coeficiente de descarga}$$

$$h_e = \frac{0.03^2}{2 \cdot g \cdot 0.02^2 \cdot 0.80} = \mathbf{0.064 \text{ m}}$$

Pérdida por rejilla

K (coeficiente de corrección)

$$h_r = K * \frac{V_e^2}{2 * g}$$

$$K = 1.45 - 0.45 \cdot \left(\frac{Aor}{Age} \right) - \left(\frac{Aor}{Age} \right)^2$$

$$K = 1.45 - 0.45 \cdot \left(\frac{0.03}{0.05} \right) - \left(\frac{0.03}{0.049} \right)^2 = 0.826$$

$$h_r = 0.866 \cdot \frac{0.90^2}{2 \cdot 9.81} = 0.036 \text{ m}$$

Diseño de la toma lateral como vertedero

$$Q_v = K * C * L * H^{3/2}$$

L = Longitud efectiva del orificio

K = coeficiente de corrección del caudal de descarga sumergida <1

Q = Caudal de descarga

H = Carga sobre la cresta del vertedero

C = Coeficiente de descarga 1.80- 1.90

$$L = \frac{Q}{K * C * H^{3/2}} \cdot \frac{1}{K'}$$

K' = Coeficiente de mayoración por contracción (0.85)

Asumiendo H=0.40 m

$$L = \frac{0.03}{0.90 * 1.80 * 0.40^{3/2}} \cdot \frac{1}{0.85}$$

$L = 0.09 \text{ m}$ adoptamos un valor igual 0.40m

$$Lt = L(1 + f)\left(1 + \frac{s}{b}\right) - s$$

Lt= Longitud Total

f= Porcentaje de longitud neta obstruida (0.15-0.30)

s= Espesor de las barras ($3/4'' = 0.0191\text{m}$)

b =Espaciamiento de las barras (0.10 m)

$$Lt = 0.40(1 + 0.30)\left(1 + \frac{0.091}{0.10}\right) - 0.091$$

$$Lt = 0.609\text{m}$$

Diseño Reja de Entrada

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$E = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Øfe } 1/2'' = 0.0127 \text{ m}^2$$

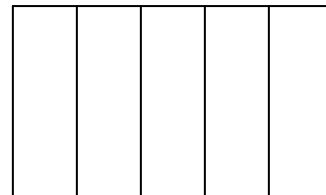
$$m = 1.67$$

$$\frac{\text{No.de.espacios}}{e = 0.10 \text{ m}} = \frac{0.80}{0.10} = 8$$

$$\text{Øfe } 1/2''$$

$$\text{No.de.barras} = 8 - 1 = 7.\text{barras}$$

$$H = 0.40 \text{ m}$$



$$H = 0.40 \text{ m}$$

CÁLCULO DEL CAUDAL EXCEDENTE

Nivel de agua en la máxima crecida delante de la reja de entrada

$$\text{NAME} = 1.2 + 1.05 = 2.25 \text{ m}$$

Nivel de agua después de la reja de entrada

$$\text{NAME}' = 1.2 - 0.052 - 0.036 = 1.112 \text{ m}$$

$$H = 2.25 - 1.12 = 1.14 \text{ m (carga del orificio)}$$

$$Q = Cd \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

$$Cd = 0.6 \text{ (arista viva)}$$

$$Q = 0.6 \cdot 0.03 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 1.15}$$

$$Q = 0.057 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0.057 - 0.03 = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.3.2 CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL AZUD ENTERRADO

Se Determina las dimensiones de la sección transversal del azud de modo que se contrarresten los efectos de volcamiento y deslizamiento causados por el empuje del agua, del suelo y la subpresión.

La cota de fundación del azud enterrado la determinaremos en función de la socavación que se puede provocar en la sección de la toma por efecto de la avenida de diseño (T=100 años)

Obra de toma

Esta estructura hidráulica es el conjunto de obras (azud derivador y muros laterales) construidas con el objeto de manejar el agua cual quiera sea su origen con fines de aprovechamiento para riego de cultivos

A continuación se detallará el diseño estructural de la obra en conjunto de la obra de toma.

DISEÑO DE UN AZUD DERIVADOR.**UBICACIÓN: QUEBRADA CABILDITO**

Para el diseño de esta obra de captación asumimos como caudal de diseño 30 lt/seg.

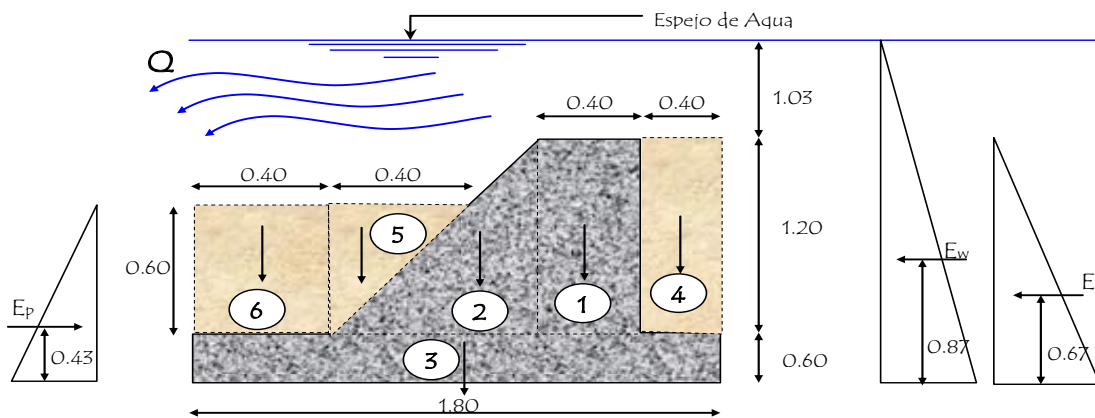
$$Q_d = 24,83$$

Asumimos que el nivel máximo de crecidas será de 1.0 m.

Asumimos que la altura de agua retenida por el azud será 1.03m.

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD.**DATOS:**

Altura Muro	H= 1.50 m
Base Muro	B= 1.80 m
Peso Específico γ_{H^2O}	$\gamma_{H^2O} = 2.50 \text{ t/m}^3$
Peso Específico γ_w	$\gamma_w = 1.00 \text{ t/m}^3$
Peso Específico Suelo	$\gamma_s = 1.20 \text{ t/m}^3$
Peso Específico Suelo Saturado	$\gamma_{sw} = 3.45 \text{ t/m}^3$
Angulo Rozamiento	$f = 40.00^\circ$
Porcentaje Vacios	$m = 40.00\%$
Altura del Espejo	$H_w = 1.80 \text{ m}$
Altura del Espejo en Crecidas	$H_w = 2.83 \text{ m}$

**a) Cálculo del Empuje Activo Ea.**

$$K = (1 - \mu / 100) \times \gamma_s \times \gamma_w$$

$$K = 0.720$$

$$E_a = (k \times H^2 / 2) \times Tg^2 (45 - \phi / 2)$$

$$E_a = 0.176 \text{ t}$$

b) Cálculo del Empuje Pasivo.

$$E_p = (k \times H^2 / 2) \times Tg^2 (45 - \phi / 2)$$

$$E_p = 0.254 \text{ t}$$

c) Cálculo del Empuje del Agua.

$$E_w = 2 / 3 \times \gamma_w \times H_w$$

$$E_w = 1.887 \text{ t}$$

d) Cálculo de la Sub-presión.

$$S = 1 / 2 \times \gamma_w \times B \times H$$

$$S = 1.350 \text{ t}$$

Características Geométricas del Muro de Obra de Toma.

Nº	Base m	Altura m	Area m ²	γ t/m ³	Fv t	Brazo m	MA t-m
1	0.40	1.20	0.48	2.50	1.20	1.20	1.44
2	0.60	1.20	0.36	2.50	0.90	0.80	0.72
3	1.80	0.60	1.08	2.50	2.70	0.90	2.43
4	0.40	1.20	0.48	3.45	1.66	1.60	2.65
5	0.40	0.60	0.12	3.45	0.41	0.53	0.22
6	0.40	0.60	0.24	3.45	0.83	0.20	0.17
Σ			2.76		7.70		7.63

1.-) Verificación al VuelcoMomentos Estabilizantes (M_E)

$$M_E = \sum M_A + E_p \times 0.67$$

$$M_E = 7.80 \text{ t-m}$$

Momentos Desestabilizantes (M_D)

$$M_D = E_w \times 1.53 + E_a \times 1.17 + S \times 1.5$$

$$M_D = 5.12 \text{ t-m}$$

$$\frac{M_E}{M_D} = 1.52334 > 1.50$$

Ok!

2.-) Verificación al Deslizamiento

$$\sum F_v = F_v - S$$

$$\sum F_v = 6.348 \text{ t}$$

$$\sum F_H = E_w + E_a - E_p$$

$$\sum F_H = 1.809 \text{ t}$$

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_H} = 3.50879 > 1.50$$

Ok!

DISEÑO DE MUROS PARALELOS AL EJE DEL RIO**UBICACIÓN: QUEBRADA CABILDITO**

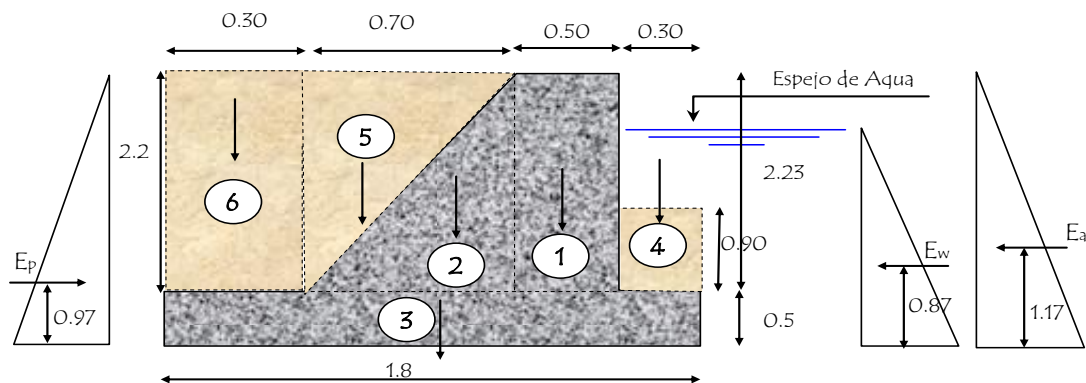
Para el diseño de esta obra de captación asumimos como caudal de diseño 30 lt/seg.

$$Q_d = 24,83$$

Asumimos que el nivel máximo de crecidas será de 1.00 m.

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD.**DATOS:**

Altura Muro	H = 2.73 m
Base Muro	B = 1.80 m
Peso Específico $\gamma_{H^0C^0}$	$\gamma_{H^0C^0} = 2.50 \text{ t/m}^3$
Peso Específico γ_{H^0O}	$\gamma_w = 1.00 \text{ t/m}^3$
Peso Específico Suelo	$\gamma_s = 1.20 \text{ t/m}^3$
Peso Específico Suelo Saturado	$\gamma_{sw} = 3.45 \text{ t/m}^3$
Angulo Rozamiento	$\phi = 42.00^\circ$
Porcentaje Vacíos	$\mu = 40.00\%$
Altura del Espejo	$H_w = 2.00 \text{ m}$
Altura del Espejo en Crecidas	$H_w = 2.83 \text{ m}$

**a) Cálculo del Empuje Activo E_a .**

$$K = (1 - \mu / 100) \times \gamma_s \times \gamma_w$$

$$K = 0.720$$

$$E_a = (k \times H^2 / 2) \times Tg^2(45 - \phi / 2)$$

$$E_a = 0.532 \text{ t}$$

b) Cálculo del Empuje Pasivo.

$$E_p = (k \times H^2 / 2) \times Tg^2(45 - \phi / 2)$$

$$E_p = 0.285 \text{ t}$$

c) Cálculo del Empuje del Agua.

$$E_w = 2 / 3 \times \gamma_w \times H_w$$

$$E_w = 1.887 \text{ t}$$

d) Cálculo de la Sub-presión.

$$S = 1 / 2 \times \gamma_w \times B \times H$$

$$S = 2.457 \text{ t}$$

Características Geométricas del Muro de Obra de Toma.

Nº	Base m	Altura m	Area m2	γ t/m3	Fv t	Brazo m	MA t-m
1	0.50	2.23	1.12	2.50	2.79	1.25	3.48
2	0.90	2.23	1.00	2.50	2.51	0.90	2.26
3	1.80	0.50	0.90	2.50	2.25	0.90	2.03
4	0.30	0.90	0.27	3.45	0.93	1.65	1.54
5	0.90	2.23	1.00	3.45	3.46	0.60	2.08
6	0.30	2.23	0.67	3.45	2.31	0.15	0.35
Σ			4.96		14.25		11.73

1.-) Verificación al VuelcoMomentos Estabilizantes (M_E)

$$M_E = \Sigma M_A + E_p \times 0.67$$

$$M_E = 11.92 \text{ t-m}$$

Momentos Desestabilizantes (M_D)

$$M_D = E_w \times 1.53 + E_a \times 1.17 + S \times 1.5$$

$$M_D = 7.19 \text{ t-m}$$

$$\frac{M_E}{M_D} = 1.6567 > 1.50$$

Ok!

2.-) Verificación al Deslizamiento

$$\Sigma F_v = F_v - S$$

$$\Sigma F_v = 11.791 \text{ t}$$

$$\Sigma F_H = E_w + E_a - E_p$$

$$\Sigma F_H = 2.133 \text{ t}$$

$$\frac{\Sigma F_v}{\Sigma F_H} = 5.52765 > 1.50$$

Ok!

5.5 DESARENADOR

La captación de una fuente superficial, sobre todo en época de lluvias permite el paso de material granular y lodos que al depositarse causan su gradual obstrucción y taponamiento, efectos perjudiciales que se evitan construyendo un desarenador, lo más cerca posible de la toma, cuya función es depositar las arenas impidiendo su entrada al canal mediante la retención del agua de modo que las partículas de arena y otras, puedan decantar como resultado de las fuerzas de gravedad y otras que dependerán del tamaño, forma y peso de las partículas, además de la viscosidad del líquido (temperatura del agua).

Cálculo de la velocidad de escurrimiento

Según Camp:

$$Vd = a * \sqrt{D}$$

Donde:

Vd=velocidad de escurrimiento (cm/seg)

a =Coeficiente que depende del diámetro

D = diámetro de la partícula mas pequeña (mm)

Caudal = 18.00 lt/seg

Diámetro de partículas =1.50mm

Tabla5.1: diámetro de partículas

TABLA 5.1
DIÁMETRO DE PARTÍCULAS

Diámetro D	Coeficiente a
D<0,1mm	51
< 0,1mm D < 1mm	44
D > 1mm	36

Fuente: PRONAR

$$Vd = 36 * \sqrt{1} = 44.09 \text{ cm/s } \text{ ó } 0.44 \text{ m/s}$$

Se elige un Ancho de la cámara B=1.20m

Altura de la cámara de sedimentación:

$$H = \frac{Q}{Vd * B} = \frac{0.018}{0.36 * 1.2} = 0.03 \text{ m} \quad \text{por motivos constructivos } 1.10 \text{ m}$$

La relación

$$\frac{B}{H} = \frac{1.20}{1.4} = 0.8 < \frac{B}{H} < 1.0 \quad \mathbf{1.09OK}$$

Tabla 5.2: Velocidad de sedimentación según diámetro de partículas

TABLA 5.2
VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN SEGÚN
DIÁMETRO DE PARTÍCULAS

D (mm)	Vs (cm/s)
0.8	8.07
1	9.44
2	15.29

Fuente: PRONAR

Velocidad de sedimentación para un diámetro de 1mm según tabla es **12.37cm/s**

El tiempo de retención es:

$$t_s = \frac{H}{V_s} = 8.90 \text{ seg.}$$

Tabla 5.3: Coeficientes de seguridad K

TABLA 5.3
COEFICIENTES DE SEGURIDAD K

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0.20	1.25
0.30	1.5
0.50	2

Fuente: PRONAR

El valor de K ha sido tomado de la tabla interpolando entre los valores de: 0,3 a 0,5

$$K = 2.5 * 0.51 + 0.75 = 1.85$$

La cámara debe tener entonces una longitud minima de la cámara:

$$L = K * Vd * ts = 7.26 \text{ m}$$

$$L_t = 3.35 + 4.45 = 7.80 \text{ m}$$

Un desarenador es un dispositivo que permite la retención del agua, de tal modo que las partículas de arena puedan decantar como resultado de las fuerzas de gravedad y de otras fuerzas. Ello será, por tanto, función de tamaño, peso, forma de la partículas y de la viscosidad del liquido (temperatura del agua).

Los desarenadores son generalmente tanquillas de flujo horizontal, manteniendo el caudal de salida igual al caudal de entrada, es decir, de flujo continuo. Por razones de costo y simplificación de tratamiento posterior, los tamaños de las partículas de arena ($S = 2.65$) se toman dentro de ciertos limites.

En el diseño del desarenador debemos considerar los siguientes factores a) gasto o caudal de diseño; b) tamaño de partículas a remover; c) concentración de arena; d) temperatura del agua, y e) dispositivos de control.

El diseño deberá definir cuatro zonas:

- 1) Zona de sedimentación: la cual determinara el volumen útil de sedimentación. Largo, ancho y profundidad, en relación tal que permita sedimentar las partículas del tamaño deseado.
- 2) Zona de entrada: La cual determinara los dispositivos convenientes para mantener una distribución uniforme de velocidad en la sección transversal de la zona de sedimentación.

- 3) Zona de salida: Deberá determinarse cuidadosamente para evitar velocidades altas que permitan la resuspensión de partículas.
- 4) Zona de lodos: La cual permite el almacenamiento de las partículas sedimentadas, entre periodos de limpieza pre-establecidos. Dispositivos de limpieza y de rebose, para el control y mantenimiento eficiente del sistema.

Además existe el dispositivo de limpieza y reboce. Este dispositivo de limpieza consiste de un canal en el fondo de la zona de lodos, el cual se proveerá de tubería de descarga con llave.

El reboce se ubicara algunos centímetros por encima del vertedero de salida pero cercano al dispositivo de entrada y su diámetro se determinara tomando en cuenta que el gasto de diseño puede fluir sin provocar desbordamiento sobre las paredes o presión sobre la tapa, por lo cual debe proveerse una cámara de aire estimada entre 25 y 50 centímetros.

5.6 PUENTE COLGANTE

En líneas de aducción por gravedad como por bombeo, es frecuente el de tener que salvar depresiones o atravesar ríos y quebradas, para lo cual se recurre a la construcción de puentes o pase en forma de acueducto, por encima del río o quebrada. Se tratará en este caso la alternativa de puente como la solución más aconsejable, para atravesar ríos o quebradas, estimando longitudes dentro de rangos frecuentes o comunes.

Para el ingeniero proyectista que trata de lograr las mayores ventajas económicas a base de un diseño técnicamente favorable, una situación de cruce del río partiendo de la base, de que en el trazado de la poligonal de la línea de aducción se ha definido dos puntos a ambos márgenes del río que debe atravesar, e implica un problema de varias alternativas.

Sin embargo, ello significa una mayor longitud de puente, cuyo costo es mayor. Por tanto, se trata de analizar bajo el punto de vista técnico-económico, que esa situación sea la más favorable.

Una serie infinita de alternativas, se puede plantear, involucrando las variables en juego, como son costos de aducción a ambos lados, costo del puente y longitudes respectivas. Su planteamiento nos conducirá a un problema de máximas y mínimas, cuya solución teórica, dependerá de la magnitud e importancia de la obra, concluyendo en una solución genérica.

Siendo:

P_1 = El costo unitario (Bs/m) del tramo de aducción de entrada (antes del ingreso al puente).

P_2 = El costo unitario (Bs/m) del puente (largo del puente)

P_3 = El costo unitario (Bs/m) del tramo de aducción (pasado el tramo del puente)

El costo total

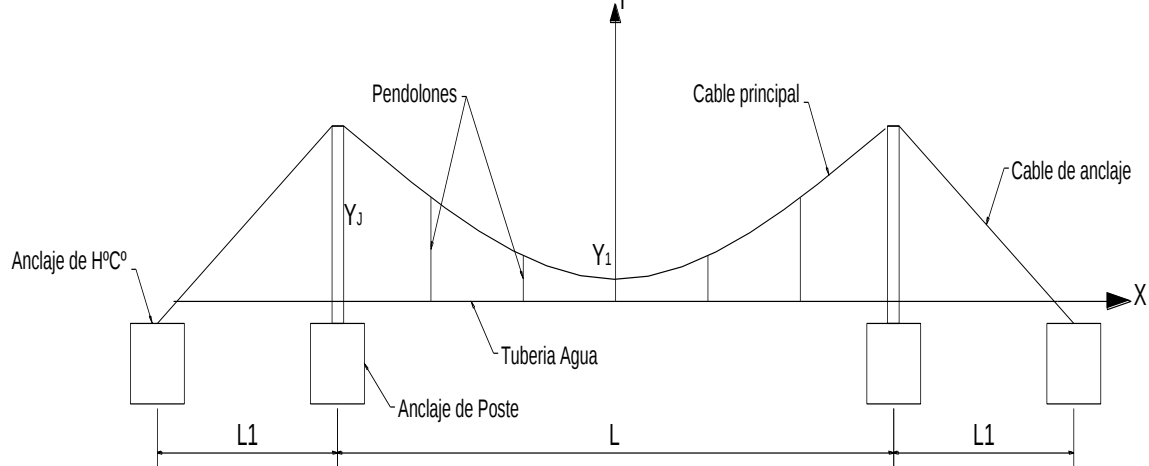
$$P = P_1 * L_1 + P_2 * L_2 + P_3 * L_3$$

Siendo las longitudes variables en función de los ángulos α, β y γ , (ángulo del tramo de entrada, ángulo del puente, ángulo del tramo de salida) se puede determinar la función y derivar respecto a estas tres variables para resolver como problemas de máximos y mínimos.

$$\frac{\delta P}{\delta \alpha} = P_1 \frac{\delta L_1}{\delta \alpha} + P_2 \frac{\delta L_2}{\delta \alpha} + P_3 \frac{\delta L_3}{\delta \alpha} = 0$$

Similarmente con respecto a las variables β y γ , y estableciendo su correlación.

A continuación se detallará el diseño de un puente colgante (puente N° 2)

DISEÑO DE PUENTE COLGANTE**PUENTE N° 2**

Prog.inicio 5+390,329
 Prog.fin 5+405,329

$$Y = K * x^2 + c$$

L = 15.00 m
 Yj = 2.10 m
 Yi = 0.60 m
 d = 2.50 m (Distancia entre pendelones inicial)

y = 2.10 m
 x = 7.50 m
 c = 0.60 m

k = 0.0267

$$y = 0.0498 * x^2 + 0.5$$

N° de pendelones en cada lado = 3
 d = 2.50 m

N° de pendolas Total = 7.00 m

y1 = 0.77
 Y2 = 1.27
 Y3 = 2.10

Sum = 4.13

Debido a que se trata de una parabola la longitud de los pendelones es la misma de los dos lados mas el pendelo de centro

Por lo tanto la longitud de pendelones es:

Longitud de cable principal =	23.68 m
Longitud de amarre de los pendelones =	1.00 m
Longitud de pendelones =	8.87 m
Longitud de pendelones + amarre =	15.87 m
N° de grapas =	18 Pza
N° de tensores =	1 Pza

Longitud curva del cable principal:

$$L_c = L * \left(1 + \frac{8}{3} * \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} * \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right)$$

Lc = 15.39 m

Longitud inclinada del cable principal:

$$Li = \frac{h_{torre}}{\cos \phi}$$

Li = 4.15 m

Longitud total del cable principal:

$$L_{Total} = L_C + 2 * Li$$

Ltotal = 23.68 m

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE COLGANTE

Cable principal:

Diametro Interno Tuberia FG (D):	2 plg.	0.08 m
Espesor de la Tuberia FG (t):		0.006 m
Longitud de tuberia (L):		15.00 m
Altura de torre (htorre):		3.50 m
Peso especifico de la Tuberia FG (γ _{tub}):		78.10KN/m ³
Peso especifico del agua (γ _{agua}):		1
Peso de la Tuberia (G _t):		
Peso del agua (G _w):		

$$G_t = P_{esp.Tub} * D * t * L$$

$$G_w = V_{agua} * L * P_{esp.Agua}$$

$$G_t = 0.536 \text{ KN}$$

$$G_w = 0.068 \text{ KN}$$

Peso total permanente (G _{TP}):	0.604 KN	60.40kg/m
Peso total viva (G _{TV}):	0.100 KN	100.00kg/m
Peso Total (G _t):	0.704 KN	

Carga unitaria (q): q= 0.047 KN

Relacion de fecha (φ): $\phi = \frac{f}{L}$ φ = 0.1

$f = \frac{L}{10}$ f = 1.50 m

Reacción de torre:

$$H = \frac{q * l^2}{8 * f}$$

H= 0.880 KN

Tracción Máxima (Tmax):

Tension en el cable:

$$T_{\max} = H \cdot \sqrt{(1 + 16 \phi^2)}$$

$$T_{\max} = 0.95 \text{ KN}$$

Diametro de cable principal: 1.00plg equivalente a : 2.54cm

Área del cable principal: A = 5.07cm²Tension admisible : Tadm.= 3600.00 kg/cm²

Tadm = 18241.47 kg

Tadm = 182.41 KN

$$T_{\max} < T_{\text{adm}}$$

0.95cm. < 182.41 Cumple**Pendelones:**

Distancia entre pendelones: 2.50 m

Diametro Pendelones: 3/8plg, = 0.0095 m

Peso del pendolon (Gp): $G_p = A_p * L_p * \gamma_p$ Ap = 0.0001 m²Peso especifico del pendolon (γp): 78.10 KN/m³

Gp = 0.088 KN

Gw = 0.068 KN

Gt = 0.536 KN

Peso vivo = 0.100 KN

Peso Total = 0.792 KN

Tadm = 3293.67 kg

Tadm = 32.937 KN

$$P < T_{\text{adm}}$$

0.792 < 32.94
cumple

Datos del anclaje

Peso especifico (γH°C°): 2.30 T/m³ 2300.00 kg/m³

T = 0.95 KN

T = 94.78 Kg

Primera condición de Estabilidad:

$$FH < f (G \pm F_v)$$

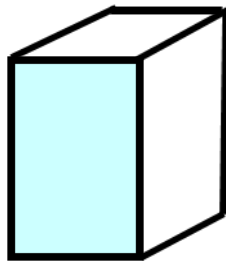
$$\begin{aligned} FH &= 88,00 \text{ kg} \\ F_v &= 35,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

G: peso propio del bloque
f: factor de fricción del suelo
f = 0,4

$$\begin{aligned} G_1 &= 184,804 \text{ kg} \\ G_2 &= 255,204 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= 0,08 \text{ m}^3 \\ V_2 &= 0,11 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen necesario del hormigón (V H}^\circ\text{C}^\circ\text{):} & 0,111 \text{ m}^3 \\ \text{Volumen Adoptado del hormigón (V H}^\circ\text{C}^\circ\text{):} & 0,112 \text{ m}^3 \end{aligned}$$



$$d = 0,70 \text{ m}$$

$$d = 0,70 \text{ m}$$

$$e = 0,40 \text{ m}$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$V_1 = 0,11 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 0,11 \text{ m}^3$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$e = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Peso del hormigón (G):} \quad 257,60 \text{ kg}$$

Segunda condición de Estabilidad:

$$\frac{M}{F_v} > \frac{b}{3}$$

MA: Suma de momentos en el punto critico (A)

$$MA = 20,72$$

$$\begin{aligned} M/F_v &= 0,5886 \\ b/3 &= 0,133 \end{aligned}$$

$$0,73 > 0,233$$

Cumple la condición !

Tercera condición de Estabilidad:

S: capacidad portante del suelo
S = 10000,00 kg/m²

$$\begin{aligned} G + F_v / (b \cdot l) &= 1045,714 < 10000 \text{ kg/m}^2 \\ G - F_H / (b \cdot l) &= 794,286 < 10000 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Cumple la condición !

5.7 TUBERÍAS DE CONDUCCIÓN

Clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas

Las clases de tubería a seleccionar están definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea de carga estática. Siendo los costos función del espesor, se procura utilizar la clase de tubería ajustadas a los rangos de servicio que las condiciones de presión hidrostáticas le impongan.

Clase de tubería en función del material requerido por la naturaleza del terreno, condiciones topográficas o de utilización.

Como resultado de los estudios de campo, levantamientos topográficos e inspecciones del sitio se dispondrán de los planos de planta y de perfil del trazado. También información adicional a cerca de la naturaleza del terreno, permitirá determinar la clase de tubería (HF, HG, ACP, HFD, PVC) más conveniente.

En el caso de que la naturaleza del terreno haga antieconómica la excavación, se seleccionara una de las clases de tubería que por su resistencia a impactos pueda instalarse sobre soportes (HG, HFD)

Caso de existir zonas donde se haga necesario enterrar la tubería por razón de ser vía de tránsito o de cultivo o cualquier otra condición, que no permita su instalación sobre la superficie, debe seleccionarse un material que soporte la agresividad del suelo (ACP, HF, HFD, PVC) no recomendándose en estos casos la instalación de tuberías de HG, a menos que se de una protección especial.

En nuestro caso se utilizará la tubería de FG y PVC.

Fierro Galvanizado (F.G.)

Es también llamado acero galvanizado, pues su fabricación se hace mediante el proceso de templado del acero, sistema éste que permite obtener una tubería de hierro de gran resistencia a los impactos y de gran ductilidad.

En razón de que su contenido de carbón es menor que el de H.F., su resistencia a la oxidación y a la corrosión es menor.

Mediante el proceso de galvanizado se da un recubrimiento de zinc tanto interior como exteriormente, para darle protección contra la corrosión.

En base a sus características, esta tubería es recomendable para instalarse superficialmente, ya que presenta una resistencia a los impactos mucho mayor que cualquier otra, pero no resulta conveniente su instalación enterrada en zanjas debido a la acción agresiva de suelos ácidos y el establecimiento de corrientes iónicas por la presencia de dos metales, Fe, y Zn.

Puede considerarse una superficie interior un poco más lisa que H.F., aunque generalmente para efectos de diseño se usa valores de C de 110.

Su utilización está indicada principalmente en líneas de aducción, con terrenos accidentados o rocosos donde los costos de excavación pueden hacer prevalecer la utilización de tubería colocada sobre la superficie (soportes).

Tubería de material plástico (P.V.C.)

Las tuberías de material plástico se fabrican mediante la plastificación de polímeros, siendo el policloruro de vinilo en forma granular, la materia prima utilizada para la fabricación de la tubería conocida como P.V.C.

Existen otras clases de tuberías plásticas que deben su nombre a la materia prima utilizada, como ABS (Acrilonitrilo – butadieno, estireno) y la P.E. (polietileno).

Nuestras experiencias en la utilización de tuberías plásticas en los abastecimientos de agua es muy reciente y sólo se refiere a la tubería de P.V.C., en diámetros pequeños.

Sin embargo, son resaltantes algunas características importantes que pueden en ciertas condiciones hacer prevalecer una solución a base de tuberías plásticas

La característica más importante de la tubería plástica (P.V.C.) es su considerable menor peso respecto a cualquier otra, lo cual reduce grandemente costos de transporte e

instalación. Esta consideración es más valedera cuando situaciones de acceso difícil para el trazado de una línea de aducción imponen costo de transporte e instalaciones muy elevados.

En general la tubería de plástico tiene poca resistencia relativa a impactos, esfuerzos externos y aplastamientos, por lo cual su utilización es mas conveniente enterrada en zanjas.

Es un material inerte a la corrosión, por lo cual su utilización no se ve afectada por la calidad del agua. Ofrece ventajas en cuanto a capacidad de transporte en base a coeficientes de rugosidad menores ($C = 140$)

TABLA 5.4

Coeficiente de rugosidad "C"

Clase de tubería	"C"
Hierro Dúctil	C=100
Hierro Fundido Dúctil	C=100
Hierro Galvanizado	C=100-110
Asbesto Cemento a Presión	C=120
Policloruro de Vinilo (P.V.C.)	C=140

Fuente: **Normas técnicas de diseño de agua potable**

5.7.1 DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CONDUCCIÓN PRINCIPAL.

De acuerdo a las presiones internas de trabajo

Un diseño ventajoso es aquel que logra la utilización del material apropiado, aprovechando al máximo sus características. Esta condición de diseño económico y funcional puede lograrse si utilizamos la tubería correcta para cada condición de trabajo.

Siendo la tubería un elemento sujeto a soportar presiones internas (presiones hidrostáticas e hidrodinámicas), resulta conveniente conocer y clasificar las distintas clases de tubería en función a esa presión de trabajo. Más adelante se muestra la clasificación de algunas normas principales.

RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA

En la determinación de los diámetros a utilizar es frecuente la utilización de la fórmula de Williams y Hazen, cuya expresión original es:

$$V = C * R^{0.63} * S^{0.54} * 0.001^{-0.04}$$

Donde:

V = Velocidad media

R = Radio hidráulico

S = Pendiente del gradiente hidráulico o pérdida de carga.

C = Coeficiente de rugosidad.

La expresión anterior puede indicarse:

$$V = 1.318 * C * R^{0.63} * S^{0.54}$$

Y mediante la ecuación de continuidad

$$Q = V * A = 1.318 * C * \left(\frac{D}{4}\right)^{0.63} * \left(\frac{j}{L}\right)^{0.54} * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Simplificando y despejando la pérdida de carga

$$h_f = \alpha * L * Q^{1.85}$$

Convirtiendo al sistema métrico

$$Q = 0.2788 * C * D^{2.63} * \frac{h_f^{0.54}}{L^{0.54}}$$

Y expresando la pérdida de carga en función del diámetro

$$h_f = \frac{10.64806344 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Donde:

h_f = pérdida por fricción, en m.

Q = Caudal (m³/s)

L = Longitud del tubo en m.

D = diámetro (m)

C = Coeficiente de rugosidad del tubo

La misma expresión utilizando en caudal en la unidad más usual (lt/seg)

$$h_f = \frac{1.21957 * 10^{10} * L * Q^{1.85}}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Donde:

h_f = pérdida por fricción, en m.

Q = caudal (lt/s)

L = longitud del tubo en m.

D = diámetro (mm)

C = coeficiente de rugosidad del tubo

Para la determinación de los diámetros habrá que tomar en cuenta las diferentes posibles soluciones, estudiando diversas alternativas bajo el punto de vista económico. Definidas las clases de tuberías y sus límites de utilización por razones de presiones estáticas, puede presentarse situaciones que obliguen a la utilización de tanquillas rompe cargas, estableciéndose a lo largo de la línea tramos para efectos de diseño en función de la línea de carga estática o mediante la utilización de tuberías de alta presión.

DIÁMETRO DE LA CONDUCCIÓN:**Donde:**

V = velocidad media

Q = caudal 0.018m³/s

R = radio hidráulico= Área / perímetro

S = pendiente del gradiente hidráulico o pérdida de carga.

C = coeficiente de rugosidad. c=140

La expresión anterior puede indicarse:

$$V = 1.318 * C * R^{0.63} * S^{0.54}$$

Y mediante la ecuación de continuidad

$$Q = V * A = 1.318 * C * \left(\frac{D}{4}\right)^{0.63} * \left(\frac{j}{L}\right)^{0.54} * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Iterando.....:

Se tiene:

$$d = 0.152 \text{ m} \quad d = 6 \text{ pulgadas} \quad \text{ok....!!}$$

Para el diseño del canal de acuerdo al caudal de demanda se asume el diámetro en pulgadas =6pulg.

Cálculo de la pérdida de carga**Datos:**

h_f = pérdida por fricción, en m.

Q = caudal 0.018m³/s

L = longitud del tubo en m. 20.02m

C = coeficiente de rugosidad del tubo c=140

D = diámetro =0.1524 equivale a 6"

$$h_f = \frac{10.64806344 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

De la anterior ecuación resulta una pérdida de carga parcial:

$$h_f = 0.126\text{m}$$

En todo caso, sea en toda la longitud de la línea de aducción o en tramos, la selección de tramos más conveniente resultará para aquella combinación que aproveche al máximo ese desnivel.

Se ha establecido diferentes denominaciones para las clases de tuberías en función a su presión de trabajo, así: la ASTM (American Society for Testing and Materials); AWWA (American Water Works Association); la ISO (Internacional Organization for Standardization) y otra organizaciones han establecido diferencias en tuberías de un mismo material, en función de su resistencia a los esfuerzos provocados por las presiones internas.

Una de estas especificaciones es la Federal Specification WW-P-4216 del Gobierno de los Estados Unidos de Norteamérica, que denomina la clase de tubería en función de la presión máxima de trabajo en lbs/pulg².

TABLA 5.5

**Clases de tuberías en función de la presión
Norma AWWA**

Clase	Presión de trabajo en lbs/pulg ²	Equivalencia en metros de columna de agua
100	100	70
150	150	105
200	200	140
250	250	175
300	300	210
350	350	245

Fuente: Normas técnicas de diseño de agua potable

Las Normas ISO clasifican las tuberías denominándolas de acuerdo a la presión de trabajo expresada en kg/cm^2 , de acuerdo al siguiente cuadro.

TABLA 5.6
Clase de tubería en función de presión
Norma ISO

Clase (kg/cm^2)	Metros de agua	Presión en lbs/pulg^2	Atmósfera
5	50	71,5	5
10	100	143,0	10
15	150	214,5	15
20	200	286,0	20
25	250	357,5	25

Fuente: **Normas técnicas de diseño de agua potable**

Los costos de las tuberías de un mismo material se incrementan en función de la clase como consecuencia del mayor espesor, esto induce al proyectista a seleccionar cada clase, aprovechando al máximo su capacidad de trabajo y utilizando diversas clases cuando las condiciones del funcionamiento hidráulico del sistema de abastecimiento de agua impongan presiones diferentes a lo largo del mismo. Es indudable que algunos casos ameriten el estudio de varias alternativas para obtener el mejor y más económico diseño.

RESISTENCIA AL FLUJO EN TUBOS COMERCIALES.

La rugosidad de los tubos comerciales no es homogénea, razón por la cual es difícil de definir científicamente, sin embargo se puede caracterizar por un valor medio que, desde el punto de vista de pérdida, es equivalente a una rugosidad uniformemente distribuida. Conviene aclarar que en dicho valor intervienen, además, otros factores como la frecuencia y alineamiento de las juntas en los conductos de concreto y asbesto cemento o bien el tipo de costura o de remachado en los tubos de aceros, finalmente, el efecto de incrustaciones y acumulamiento en los conductos, principalmente metálicos, por la acción corrosiva del agua.

Con el fin de comprobar los resultados en tuberías comerciales, diferentes investigadores hicieron estudios posteriores a los de Nikuradse y aceptaron el concepto de rugosidad media usado por este, la cual determinaron por un proceso inverso. Es decir, una vez que

obtuvieron experimentalmente la pérdida de fricción en una tubería de características hidráulicas y geométricas conocidas, determinaron el coeficiente f de la formula de Darcy – Weisbach y obtuvieron a partir de el valor de ε con números grandes de Reynolds.

Colebrook y White comprobaron los mismos resultados de Nikuradse, para las zonas laminar y turbulenta en tubos de rugosidad comercial, lo cual permite extender la valides de las ecuaciones a tubos comerciales. Sin embargo, dentro de la zona de transición encontraron discrepancias con los resultados.

Colebrook y White presentaron la siguiente formula empírica para la zona de transición de flujo laminar a turbulento en tubos comerciales, a saber:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left(\frac{\varepsilon / D}{3.71} + \frac{2.51}{\text{Re} * \sqrt{f}} \right)$$

Con base a estos resultados Moody preparó el diagrama universal, que lleva su nombre, para determinar el coeficiente de fricción f en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido.

En dicho diagrama se comprueban también los mismos aspectos para los tubos de rugosidad comercial, que con el diagrama de Nikuradse la curva límite inferior corresponde a los lisos y coinciden parcialmente con la ecuación de Blasius.

La precisión en el uso del diagrama universal de Moody depende de la selección de ε , según el material de que esta construido el tubo.

Distintos intentos de evaluar el efecto corrosivo del agua en conductos se ha llevado a cabo, basándose en la reducción del gasto calculado teóricamente, de acuerdo con el PH del agua y el número de años de servicio de la tubería. Sin embargo, el criterio que parece más efectivo es el de Genijew al modificar la rugosidad absoluta del tubo nuevo, de acuerdo con el tipo de agua que va a escurrir y el número d años de servicio; esto es:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_o + a * t$$

Donde:

ϵ_0 = rugosidad de tubo (nuevo) en mm.

a = coeficiente que depende del grupo en el que se clasifique el agua que va a escurrir.

t = número de años de servicio de la tubería.

ϵ_t = rugosidad del conducto, después de t años de servicio, en mm.

ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS A LA LÍNEA DE ADUCCIÓN

a) Ventosas o válvulas de expulsión de aire.

Las líneas de gravedad tiene la tendencia a acumular aire en los puntos altos. Cuando se tiene presiones altas, el aire tiende a disolverse y continua en la tubería hasta que es expulsado, pero en los puntos altos, de relativa baja presión, el aire no se disuelve creando bolsas que reducen el área útil de la tubería.

La acumulación de aire en los puntos altos provoca una reducción del área de flujo de agua, y consecuentemente se produce un aumento de la pérdida y una disminución del gasto.

La acumulación del aire puede ser ocasionalmente desplazada a lo largo de la tubería y provocar golpes repentinos e intermitentes similares a los golpes de ariete.

A fin de prevenir contra este fenómeno deben utilizarse válvulas automáticas que ubicadas en todos los puntos altos permitirán la expulsión de aire acumulado y la circulación del gasto deseado. La colocación de ventosas o válvulas de expulsión de aire en tales puntos constituirán un factor de seguridad que garantizará la sección útil para la circulación del gasto deseado. El aspecto de la ventosa es variado, pero, en general, consta de un cuerpo vacío que contiene un flotador esférico y su funcionamiento consiste en que este flotador asciende cuando existe presión de agua, el cual cierra automáticamente el orificio hacia el exterior. En cambio si en la tubería de presión hay aire, éste no es capaz de levantar el flotador, pero permite que escape el aire, que es expulsado al exterior.

Puntos altos se consideran todos aquellos puntos donde existiendo una curva vertical se pasa de una pendiente positiva a una pendiente negativa y donde conviene la instalación de la ventosa.

Debe procurarse una pendiente que facilite la expulsión del aire, aún en aquellos casos donde el terreno es horizontal, tratando de favorecer la concentración de aire en algún punto que permita su expulsión. Ello puede lograrse creando artificialmente puntos altos y bajos, para lo cual se recomienda usar pendientes mínimas de 6 por 1000 en los descensos y 3 por 1000 en los ascensos.

La forma de conexión de la ventosa es de rosca, la cual puede ser conectada directamente a la tubería como si fuera una llave maestra, o interponiendo una llave de paso del mismo diámetro a fin de poder repararlo. Es de notar que su instalación debe ser vertical, directamente sobre la tubería o conectada a la misma por medio de una tubería auxiliar con trazado ascendente.

b) Purga o válvulas de limpieza.

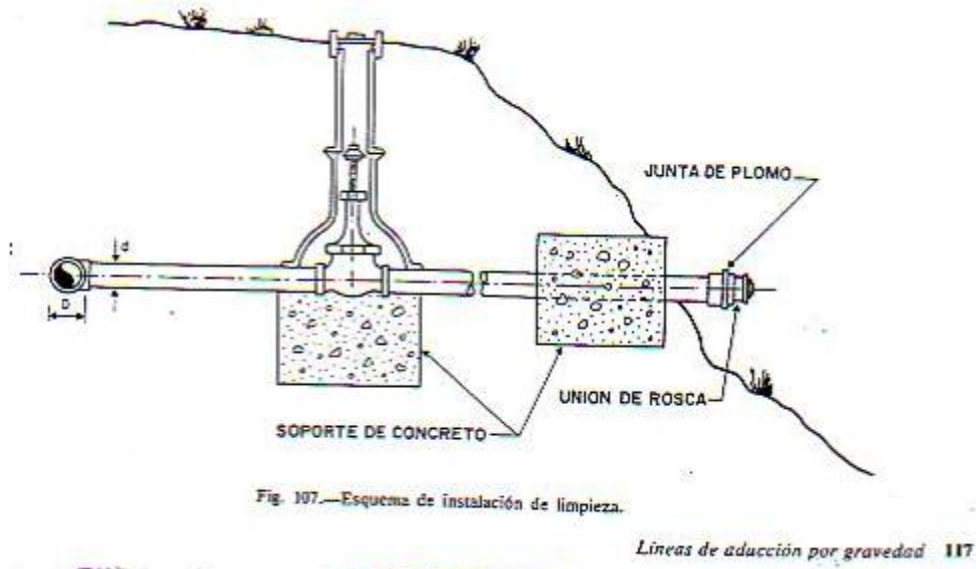
En líneas de aducción con topografía accidentada, existirá la tendencia a la acumulación de sedimentos en los puntos bajos, por lo cual resulta conveniente colocar dispositivos que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías.

La limpieza consiste en una derivación de la tubería, provista de llave de paso.

Una instalación típica de una válvula de purga o de limpieza se muestra en la figura adjunta. La misma referencia "Manual de Procedimiento de Acueductos Rurales, establece algunos diámetros de limpieza en función al diámetro de la tubería, así:

GRÁFICA 5.1

INSTALACIÓN DE UNA CÁMARA DE LIMPIEZA



Corte transversal de un sistema de válvula purga lodos

En el cuadro siguiente se muestra algunas de las características de diámetros que se usan en el diseño de una cámara purga lodos tipo recomendado por la norma técnica de diseño de agua potable

TABLA 5.7

DIÁMETRO DE LIMPIEZA EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA

Ø Tubería	Ø Limpieza
2	2"
2 1/2	2"
3	2"
4	2"
6	4"
8	4" o 6"
10	6"

Fuente: Normas técnicas de diseño de agua potable

c) Tanquilla rompecargas

En líneas de aducción por gravedad la carga estática originada por el desnivel existente entre el sitio de captación y algunos puntos a lo largo de la línea de aducción, puede crear presiones superiores a la presión máxima que soportaría una determinada clase de tubería. Ello obliga a disipar esa energía antes de que tal situación pueda provocar daños a la misma. Para evitar daños se recurre a la utilización de válvulas reguladoras de presión o tanquillas rompecargas.

Las tanquillas rompecargas son estructuras destinadas a reducir la presión relativa a cero (presión atmosférica) mediante la transformación de la energía disponible en altura de velocidad. El diseño de la tanquilla se basa en la transformación de carga estática en energía de velocidad y lograr su disipación por efecto de roce contra las paredes y tabiques, así por la amortiguación de un colchón de agua.

Generalmente son tanquillas rectangulares divididas en dos cámaras mediante un tabique a media altura sobre el cual se desborda el gasto de entrada.

Las cámaras, de acuerdo a la función que desempeñan son de turbulencia o disipación y de salida.

La cámara de turbulencia donde se logra disipar la energía mediante un colchón de agua que sirve de amortiguador del chorro de agua fluyendo a gran velocidad.

Cámara de salida o zona tranquila que evita la excesiva entrada de aire al sistema y cuya función principal es la de crear la altura de agua suficiente para mantener el flujo del gasto requerido. La tanquilla está provista de accesorios de entrada, salida, limpieza y rebose.

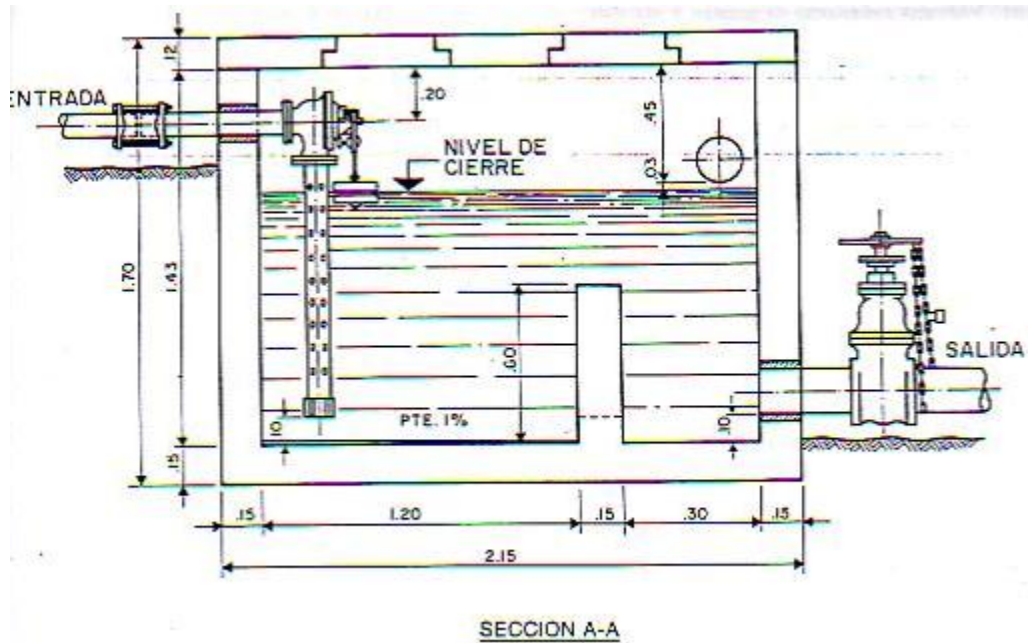
De acuerdo a las investigaciones sobre un modelo hecho como trabajo especial de grado para conocer el funcionamiento de una tanquilla rompecargas se recomienda:

Mantener la condición de sumergencia del chorro en el dispositivo de entrada. Ésto se logra prolongando el nicle de entrada y con orificios a lo largo del mismo.

A fin de evitar la formación de burbujas en la cámara de salida se recomienda que el tabique de separación de ambas cámaras trabaje como vertedero sumergido.

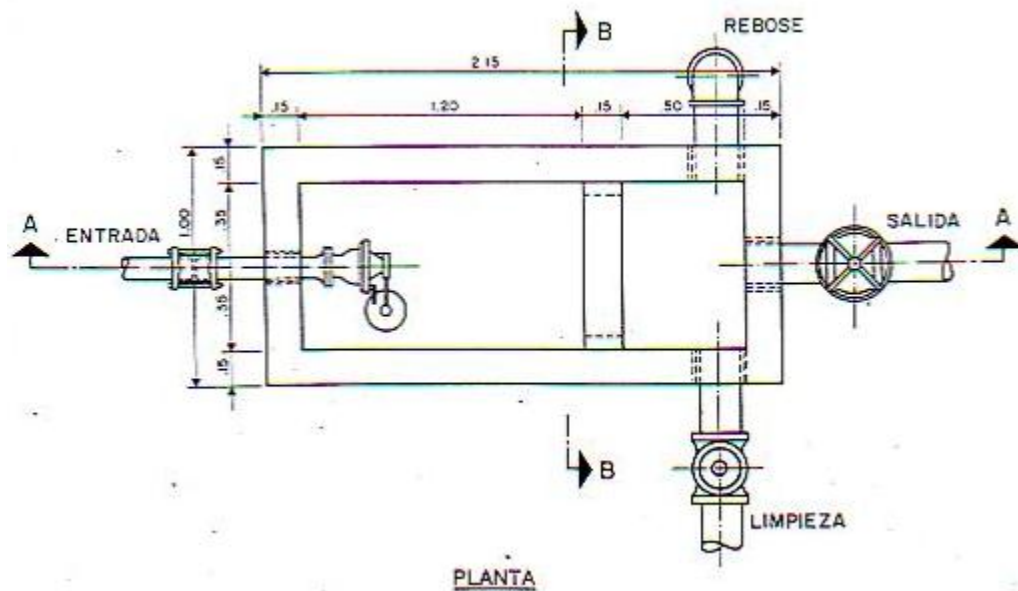
GRÁFICA 5.2

CORTE TRANSVERSAL DE UNA CÁMARA ROMPE PRESIONES



No se recomienda la utilización de perforaciones de diámetros pequeños en el dispositivo de entrada. Los diámetros mínimos aconsejables son $\frac{1}{2}$ ó $\frac{3}{4}$, a fin de evitar condiciones de flujo objetables.

GRÁFICA 5.3
VISTA EN PLANTA DE UNA CÁMARA ROMPE PRESIONES



En el cálculo hidráulico de una tanquilla rompecarga intervienen una serie de factores de difícil predeterminación, por lo cual a veces resulta conveniente un estudio sobre modelos, sin embargo, de una manera aproximada su calculo estaría basado en el gasto, presión de entrada y perdida de carga en los accesorios de entrada y salida asegurando una altura h a la salida que permita la circulación del gasto de diseño de la línea de aducción.

5.8 DOSIS DE RIEGO

La dotación de agua a las parcelas de cultivo en 10lt/s/ha se determinó de la relación entre la necesidad de riego de los cultivos y la eficiencia del sistema por captación, conducción, distribución y aplicación que en nuestro medio se toma como parámetro diferentes valores que dependen del tipo de suelo, que dependen de la permeabilidad que tenga el suelo de cultivo, en el cuadro siguiente se puede ver los parámetros usados mas comunes los cuales son:

TABLA 5.8
PARÁMETROS DE PARCELA

riego (l/s)	Área bajo riego (ha)
4	0.5
10	1
12	1

La demanda de agua de riego para el proyecto, esta de acuerdo al total de la superficie a regar.

Se puede asumir que tiene una capacidad de captación para un valor de caudal hasta 18 lts/seg. Con lo cual para determinar el tiempo de inundación en los cultivos usamos valores de 10lt/s por unidad de riego durante 4 horas, por lo tanto tomando en cuenta el caudal de diseño se obtiene un valor de 2.22ha/hr, quiere decir que con 18lt/s se riega una hectárea en 2,22horas de riego.

Se elige un parámetro de 10lt/s por unidad de riego, pero este parámetro está en un día de riego pero si se riega en solo 4hrs como normalmente se asume para la zona tendrá:

$$\text{Parámetro de riego} = 4\text{hr/ha} * 1\text{ha} = 4\text{hr/ha}$$

Tomando en cuenta la dosis de riego de 95 has de áreas incremental de acuerdo con el siguiente cuadro se plantean los turnos de riego para cada agricultor.

CUADRO 5.3
CICLO DE RIEGO POR TURNOS

ADUCCIÓN	ADUCCIÓN	ÁREA BAJO RIEGO (ha)	PORCIENTO DE ÁREA (%)	RIEGO (Horas/semana)
1	RAMAL B	7.5	7.9	13.3
2	RAMAL C	11	11.6	19.5
3	RAMAL E	14.5	15.3	25.6
4	RAMAL E1	7.5	7.9	13.3
5	RAMAL E4	6.5	6.8	11.5
6	RAMAL G	8	8.4	14.1
7	RAMAL G1	8.5	8.9	15.0
8	RAMAL I	6	6.3	10.6
9	RAMAL K	4.5	4.7	8.0
10	RAMAL L	4.5	4.7	8.0
11	RAMAL N	7	7.4	12.4
12	RAMAL Q	5	5.3	8.8
13	RAMAL Q1	4.5	4.7	8.0

En el cuadro anterior se ha asumido que cada agricultor riega por semana según el turno que tienen, tomando en cuenta que durante una semana han transcurrido 168 horas que equivalen al 100% del tiempo que se dispone de riego.

CUADRO 5.4
CALENDARIO, DURACIÓN DEL CICLO DE RIEGO DE LOS CULTIVOS

CULTIVO	lunes	martes	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo	lunes
ADUCCIÓN B	6am a 7pm							
ADUCCIÓN C	7pm a	2:00pm						
ADUCCIÓN E		2:00pm a	2:00pm					
ADUCCIÓN E1			2:00pm a	5:00am				
ADUCCIÓN E4				5:00am a 5:30pm				
ADUCCIÓN G				5:30 pm a	7:30 am			
ADUCCIÓN G1					7:30 am a 10:30 pm			
ADUCCIÓN I					10:30 pm a 5:30 am			
ADUCCIÓN K						5:30 am a 1:30 pm		
ADUCCIÓN L						1:30 am a 9:30 pm		
ADUCCIÓN N						9:30pm a 9:30 am		
ADUCCIÓN Q							9:30 am a 9:00 pm	
ADUCCIÓN Q1							9:00 pm a 6:00 am	

En el cuadro anterior del calendario, duración del ciclo de riego de cultivos se tiene la cantidad de horas/riego/Agricultor, de la que se describe el uso de riego, todos riegan al menos unas ves por cada semana, riegan por turnos de acuerdo a la cantidad de hectáreas que poseen.

CONCLUSIONES

En general existe área potencialmente cultivable de la zona de estudio aptas para la agricultura, ya que actualmente se cuenta con una base de la estructura productiva, donde se han planteado los cultivos "con proyecto", los mismos se hallan adaptados a las condiciones de clima y suelos de la zona, oportunidad de mercado y requerimientos de mano de obra para las diferentes actividades culturales y de cosecha.

El sistema de producción agrícola propuesto en el proyecto se ajusta a las condiciones agro ecológicas del área, la experiencia de los agricultores en el manejo tecnológico y de producción, a las necesidades alimentarias de las familias y a la demanda de los mercados de consumo.

Este sistema de riego no debe ser considerado como una solución de riego para todos los cultivos ya que simplemente es otra técnica conocida como los otros métodos tradicionales como inundación, goteo, por aspersión, etc.

El proyecto responde favorablemente a los criterios medioambientales, puesto que la infraestructura no tiene efectos desfavorables en las condiciones ambientales, a razón que el trazo de tuberías enterradas bajo tierra y estructuras seguirán los alineamientos destinados para tal objetivo. La calidad del agua en el sitio no presenta riesgos en su uso ya que los comunarios desde hace tiempo atrás la usan para riego y con la capacitación de los agricultores se podrá llegar a un uso racional del suelo y el agua.

El proyecto considera la ampliación de la superficie cultivada con riego actual de 13.5 ha. Siendo con proyecto el área incremental de 81.5 ha. Mientras que fruto de las obras de mejoramiento propuestas para la situación con proyecto, se espera regar de manera óptima 95.00 Has. Lo que representa 81.50 Has. Incrementales.

El fortalecimiento de la organización del riego permitirá lograr la sostenibilidad del proyecto. Las tierras a incrementarse con el proyecto son de buena aptitud para la agricultura bajo riego, con algunas limitaciones por deficiencia de nutrientes y capacidad de retención de humedad.

Con el presente proyecto se cumplirán los objetivos trazados disminuyendo la mano de obra en el mantenimiento y reconstrucción de la obra de toma, de la misma manera disminuye la mano de obra en el mantenimiento del canal ya que con el proyecto se puede evitar la sedimentación a lo largo de éste.

Otro de los objetivos que se cumplirán con el proyecto es el incremento de tierras cultivables, garantizando el riego continuo lo que nos asegura incremento en los rendimientos de los cultivos, de esta manera los beneficiarios logran aumentar sus ingresos por la venta de sus productos.

Uno de los aspectos también importantes es la introducción de especies nuevas de plantación y rentables, que en la situación sin proyecto no se podía realizar por la falta del recurso hídrico.